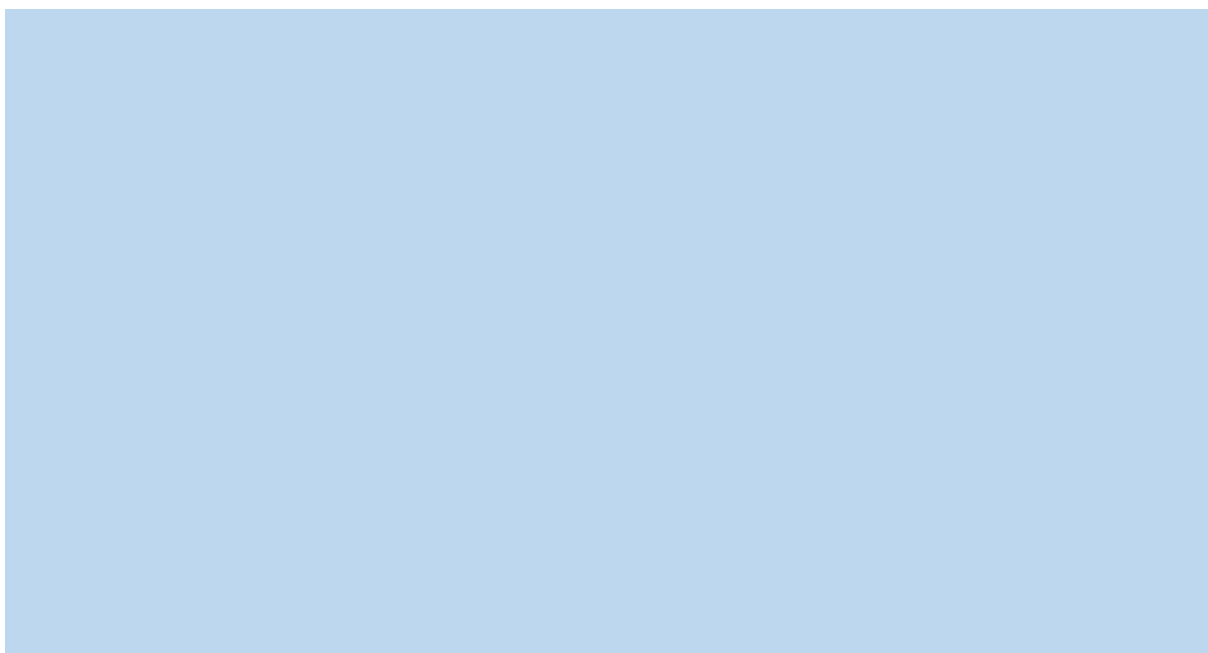


**INFLUÊNCIA DA ARMADURA LONGITUDINAL NA RESPOSTA  
EXPERIMENTAL DE BARRAS COM CABEÇA SUJEITAS AO EFEITO DE  
BORDA, EFEITO DE GRUPO E COM ARMADURA SUPLEMENTAR**

**NATANIEL WONTOON BARBOSA LIMA**

TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL



UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**INFLUÊNCIA DA ARMADURA LONGITUDINAL NA RESPOSTA  
EXPERIMENTAL DE BARRAS COM CABEÇA SUJEITAS AO EFEITO DE  
BORDA, EFEITO DE GRUPO E COM ARMADURA SUPLEMENTAR**

**NATANIEL WONTOON BARBOSA LIMA**

**ORIENTADOR: MARCOS HONORATO DE OLIVEIRA**

TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

PUBLICAÇÃO: E.DM – XXXX

BRASÍLIA/DF

ABRIL – 2024

FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**INFLUÊNCIA DA ARMADURA LONGITUDINAL NA RESPOSTA  
EXPERIMENTAL DE BARRAS COM CABEÇA SUJEITAS AO EFEITO DE  
BORDA, EFEITO DE GRUPO E COM ARMADURA SUPLEMENTAR**

**NATANIEL WONTOON BARBOSA LIMA**

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE  
BRASÍLIA, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO  
GRAU DE DOUTOR EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADO POR:

---

Prof. Marcos Honorato de Oliveira, D.Sc (UnB)  
(Orientador)

---

Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo, PhD (UnB)  
(Examinador Interno)

---

Mônica Regina Garcez, D.Sc (UFRGS)  
(Examinador Externo)

---

Helder Pontes Gomes, D.Sc (IFPI)  
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, 15 DE ABRIL DE 2024

## FICHA CATALOGRÁFICA

LIMA, NATANIEL WONTOON BARBOSA

Influência da armadura longitudinal na resposta experimental de barras com cabeça sujeitas ao efeito de borda, efeito de grupo e com armadura suplementar [Distrito Federal] 2024.

xiii, 157p, 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor em Estruturas e Construção Civil, 2024)

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Resistência do Cone de Concreto

2. Barras com cabeça

3. Armadura de flexão

4. Efeitos de borda e de grupo

5. Armadura suplementar

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Doutor)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

LIMA, N. W. B. (2024). *Influência da armadura longitudinal na resposta experimental de barras com cabeça sujeitas ao efeito de borda, efeito de grupo e com armadura suplementar*. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM – XXXX, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 157p.

## CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Nataniel Wontoon Barbosa Lima.

TÍTULO: Influência da armadura longitudinal na resposta experimental de barras com cabeça sujeitas ao efeito de borda, efeito de grupo e armadura suplementar.

GRAU: Doutor

ANO: 2024

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Nataniel Wontoon Barbosa Lima  
SGAS 905, Bl C, Apt 17 – Asa Sul  
CEP: 70.390-050 Brasília – DF – Brasil  
e-mail: [nwontoon@gmail.com](mailto:nwontoon@gmail.com)

## **DEDICATÓRIA**

## AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer primeiramente a Deus, pois sou convicto de que sem Ele eu não conseguiria chegar aqui. Sou grato pelo seu terno cuidado, pela força e conforto que me deu para que eu pudesse superar os momentos árduos dessa caminhada.

Agradeço aos meus pais, Raimundo Wellington e Maria Nair, por todo o incentivo, confiança e, principalmente, pelo amor compartilhado. Apesar da distância física, vocês sempre estiveram ao meu lado e acompanharam-me de perto desde os meus primeiros passos nessa jornada para concretizar sonhos. Esse companheirismo, amizade e empatia de vocês é simplesmente indescritível e sou extremamente grato por isso. Tenho a honra de afirmar que essa conquista é nossa.

Aos meus irmãos, Neemias Wellington e Natália Barbosa, e ao meu amor, pela confiança depositada em minha pessoa, me motivando a lutar para alcançar meus objetivos com muito mais garra e ânimo. Sou grato pelas mensagens de motivação, encorajamento, pelos sorrisos que me arrancaram em dias sombrios, enfim, por todo esse amor compartilhado através de simples e meigas atitudes.

Ao meu orientador, Marcos Honorato, por se portar como um amigo e por ter me incentivando a lutar por meus objetivos. Agradeço pelos conselhos, pelo encorajamento, pelas pessoas a quem me conectou e por demonstrar que se importava com o meu futuro. Obrigado pela oportunidade de se seu orientando e por todo o conhecimento repassado.

Aos ilustres pesquisadores e amigos Maurício de Pina e Manoel Mangabeira, por todo o auxílio concedido na realização dessa pesquisa, pela disposição em ajudar sempre que requisitei. A contribuição de vocês nesta pesquisa é de valor inestimável.

Agradeço a todos os membros do GETEC que direta ou indiretamente me ajudaram no desenvolvimento dessa pesquisa.

## RESUMO

### **INFLUÊNCIA DA ARMADURA LONGITUDINAL NA RESPOSTA EXPERIMENTAL DE BARRAS COM CABEÇA SUJEITAS AO EFEITO DE BORDA, EFEITO DE GRUPO E COM ARMADURA SUPLEMENTAR**

Autor: Nataniel Wontoon Barbosa Lima

Orientador: Marcos Honorato de Oliveira

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, 09 de março de 2024

Este trabalho apresenta os resultados de 38 ensaios de arrancamento em barras com cabeça pré-instaladas na zona tracionada de elementos esbeltos de concreto armado. Desses testes, 12 investigaram a influência da armadura longitudinal na resistência última à tração das barras com cabeça quando sujeitas ao efeito de borda ou à ação conjunta dos efeitos de borda e de grupo. Esses espécimes foram dimensionados para romper pelo cone de concreto e a taxa de armadura longitudinal foi determinada para controlar o nível de fissuração do concreto e manter as aberturas de fissura próximas de zero antes da falha. Os outros 24 ensaios tiveram como objetivo principal investigar a influência da armadura suplementar e da resistência do concreto à compressão na resistência do cone de concreto das barras com cabeça sujeitas aos efeitos de borda e de grupo. As principais variáveis foram o comprimento efetivo de ancoragem, a distância entre as barras com cabeça e a distância entre essas e as bordas dos elementos de concreto armado. Ademais, 16 ensaios realizados por Costa (2016) foram utilizados como referência para aprofundar as análises supracitadas. As resistências experimentais foram comparadas às estimadas por meio de métodos de cálculo apresentados nas normas ACI 318 (2019) e EN 1992 - 4 (2018) e propostos por Regan (2000), Sharma *et al.* (2017) e pelo EOTA/ETAG Anexo C (2012), os quais são analisados e discutidos. Os resultados indicaram que a armadura longitudinal controlou efetivamente as aberturas de fissura, mantendo os níveis de resistência das barras com cabeça instaladas em zonas tracionadas semelhantes ao daquelas instaladas em concreto não fissurado. O comprimento de ancoragem foi a variável que exerceu maior influência na resistência do cone de concreto das barras com cabeça, como esperado, e o efeito de grupo tendeu a reduzir essa resistência nos espécimes sem armadura suplementar. A presença de armadura suplementar, por sua vez, aumentou a resistência dos conectores em até 56% e tornou a falha mais dúctil, além de aumentar o conservadorismo dos modelos teóricos analisados. Dentre os métodos de cálculo analisados, o proposto por Regan (2000) forneceu estimativas que melhor se ajustaram às resistências experimentais, para os espécimes sem armadura suplementar. Naqueles em que houve a influência dessa armadura, o método de cálculo proposto por Sharma *et al.* (2017) forneceu estimativas mais próximas das resistências experimentais, embora valores contra a segurança tenham sido obtidos para espécimes com a menor resistência do concreto à compressão.

**Palavras-chave:** Resistência do cone de concreto, barras com cabeça, armadura de flexão, efeitos de borda e de grupo, armadura suplementar.

## ABSTRACT

### INFLUENCE OF THE LONGITUDINAL REINFORCEMENT ON THE EXPERIMENTAL RESPONSE OF HEADED BARS SUBJECTED TO EDGE EFFECT, GROUP EFFECT AND WITH SUPPLEMENTARY REINFORCEMENT

Author: Nataniel Wontoon Barbosa Lima

Supervisor: Marcos Honorato de Oliveira

Postgraduate Program in Structures and Civil Construction

Brasília, March 9<sup>th</sup>, 2024

This work presents the results of 38 pullout tests on headed bars pre-cast in the tension zone of slender reinforced concrete members. Twelve of these tests investigated the influence of the longitudinal reinforcement on the ultimate tensile strength of headed bars subjected to the edge effect or both edge and group effects. The specimens were designed to fail by concrete cone breakout and the longitudinal reinforcement ratio was determined to control the concrete cracking level and keep crack widths close to zero before failure. The other 24 tests were set mainly to investigate the influence of the supplementary reinforcement and concrete compressive strength on the concrete cone strength of headed bars with edge and group effects. The main variables were the effective embedment depth, the spacing between the headed bars, and their distance to the edges of the reinforced concrete members. Furthermore, 16 tests carried out by Costa (2016) were used as a reference to deepen the analyses. The experimental resistances were compared to theoretical estimates using calculation methods presented in the ACI 318 (2019) and EN 1992 - 4 (2018) standards and proposed by Regan (2000), Sharma et al. (2017) and by EOTA/ETAG Annex C (2012), which are analyzed and discussed. The results indicated that the longitudinal reinforcement effectively controlled the crack widths, maintaining the strength levels of the headed bars cast in tension zones similar to those installed in uncracked concrete. The embedment length was the variable with the greatest influence on the headed bars' concrete cone strength, as expected, and the group effect tended to reduce it in the specimens without supplementary reinforcement. In turn, the supplementary reinforcement increased the anchor's resistance by up to 56% and its failure ductility, in addition to raising the conservatism of the theoretical models analyzed. Among the calculation methods analyzed, the one proposed by REGAN (2000) provided estimates that best adjusted to the experimental resistances for specimens without supplementary reinforcement. For those under the influence of this reinforcement, the calculation method proposed by Sharma et al (2017) provided estimates closer to the experimental resistances, although anti-safety values were obtained for the specimens with the lowest concrete compressive strength.

**Keywords:** Concrete cone strength, headed bars, flexural reinforcement, edge and group effects, supplementary reinforcement.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Emprego de conectores de cisalhamento com cabeça em conexão viga-pilar (Adaptada de LÓPEZ et al., 2017). .....	2
Figura 2.1 - Mecanismos de transferência de esforços entre o concreto e aço em conectores com cabeça. (a) Adesão química; (b) Atrito; e (c) Aderência mecânica. ....	8
Figura 2.2 - Componentes das forças atuantes no concreto .....	9
Figura 2.3 - Modos de ruptura para barras tracionadas (Fonte: Adaptado do ACI 318, 2019) .....	10
Figura 2.4 - Aplicação de conectores do tipo pino com cabeça. ....	12
Figura 2.5 - Sistema de ensaio de conexões viga-pilar realizada por Bashandy .....	17
Figura 2.6 - Sistema de ensaio utilizado por Chun, Choi e Jung, 2017.....	21
Figura 2.7 - Posição da armadura suplementar em ensaios de tração .....	22
Figura 2.8 - Contribuições independentes do concreto e dos estribos em testes realizados em ancoragens sob esforços de tração com disposição "Tipo 1". .....	23
Figura 2.9 - Projeção dos cones de ruptura de conectores com cabeça sob influência do efeito de agrupamento (espaçados entre si por uma distância $s$ inferior a $3h_{ef}$ ) .....	27
Figura 3.1 - Barras com cabeça embutidas em elementos de concreto armado pré-moldados .....	40
Figura 3.2 - Conectores "U" usados como base para idealizar aqueles desta pesquisa .....	42
Figura 3.3 - Resumo do programa experimental .....	43
Figura 3.4 - Nomenclatura dos espécimes ensaiados .....	44
Figura 3.5 - Detalhamento dos espécimes G1 .....	46
Figura 3.6 - Detalhamento dos espécimes G2 .....	48
Figura 3.7 - Disposição da armadura suplementar em conectores .....	49
Figura 3.8 - Detalhamento dos espécimes G3 .....	50
Figura 3.9 - Detalhamento dos espécimes G4 – Barras com cabeça.....	52
Figura 3.10 - Formas utilizadas para moldagem dos prismas de concreto.....	53
Figura 3.11 - Concretagem da segunda série de ensaios .....	54
Figura 3.12 - Ensaios de módulo, resistência à compressão e tração do concreto. ....	55
Figura 3.13 - Detalhes construtivos da barra com cabeça .....	56
Figura 3.14 - Ensaio de tração para determinação das propriedades mecânicas do aço. ....	57
Figura 3.15 - Ensaio para análise da resistência à tração do conector com cabeça.....	57
Figura 3.16 - Detalhe das armaduras do espécime H-120-0,45-3-S.....	58
Figura 3.17 - Sistema de ensaio.....	59
Figura 3.18 - Posicionamento dos LVDTs para leitura dos deslocamentos verticais .....	61
Figura 3.19 - Etapas do processo de colagem dos extensômetros.....	62
Figura 3.20 - Nomenclatura e posicionamento dos extensômetros .....	63
Figura 3.21 - Disposição dos extensômetros nos conectores e armaduras.....	63
Figura 3.22 - Sistema de ensaio usado por Costa (2016) .....	66
Figura 3.23 - Detalhamento dos espécimes G1 – Conector "U" .....	67
Figura 3.24 - Detalhamento dos espécimes G2 – Conector "U" .....	67
Figura 3.25 - Detalhamento dos espécimes G3 – Conector "U" .....	68
Figura 3.26 - Nomenclatura e posicionamento dos extensômetros .....	68
Figura 4.1 - Curvas tensão-deformação dos aços CA-50 .....	70
Figura 4.2 - Curvas tensão-deformação do ensaio de tração do conector .....	71
Figura 4.3 - Influência de $h_{ef}$ na capacidade de ancoragem - G1 .....	72
Figura 4.4 - Correlação entre $N_u$ e $h_{ef}$ - G1.....	73

Figura 4.5 - Influência de $h_{ef}$ na capacidade de ancoragem - G2 .....	74
Figura 4.6 - Correlação entre $N_u$ e $h_{ef}$ - Grupo G2 .....	75
Figura 4.7 - Comparação entre os efeitos de borda real e teórico .....	76
Figura 4.8 - Influência do efeito de grupo no valor de $N_u$ .....	77
Figura 4.9 - Análise da influência do efeito de grupo – G1 e G2.....	77
Figura 4.10 - Curva carga-deslizamento.....	78
Figura 4.11 - Deformações dos conectores na região externa ao concreto .....	79
Figura 4.12 - Comparação das deformações $\varepsilon_s$ e $\varepsilon_{sh}$ – G1 .....	81
Figura 4.13 - Comparação das deformações $\varepsilon_s$ e $\varepsilon_{sh}$ – G2.....	82
Figura 4.14 - Contribuição dos mecanismos de aderência no valor de $N_u$ – G1 e G2.....	84
Figura 4.15 - Deformação nas armaduras longitudinais dos blocos de concreto .....	85
Figura 4.16 - Superfície de ruptura dos espécimes – G1 .....	88
Figura 4.17 - Superfície de ruptura dos espécimes – G2.....	89
Figura 4.18 - Superfície de ruptura dos espécimes – G3.....	90
Figura 4.19 - Correlação entre $N_u$ e $h_{ef}$ .....	92
Figura 4.20 - Influência de $h_{ef}$ na capacidade de ancoragem.....	92
Figura 4.21 - Comparação entre os efeitos de borda real e teórico .....	93
Figura 4.22 - Influência do efeito de grupo na carga última do conector.....	94
Figura 4.23 - Análise da influência do efeito de grupo – G3 e G4.....	95
Figura 4.24 - Deformação local da armadura longitudinal do espécime H-60-0,85-3-S. ....	97
Figura 4.25 - Curva carga-deformação da armadura suplementar .....	98
Figura 4.26 - Influência de $\theta_{sr}$ no controle de propagação da fissura de ruptura do cone .....	100
Figura 4.27 - Influência de $h_{ef}$ no desempenho da armadura suplementar.....	101
Figura 4.28 - Curva carga-deslizamento.....	102
Figura 4.29 - Deformações dos conectores na região externa ao concreto .....	103
Figura 4.30 - Comparação das deformações $\varepsilon_s$ e $\varepsilon_{sh}$ – G3 .....	105
Figura 4.31 - Comparação das deformações $\varepsilon_s$ e $\varepsilon_{sh}$ – G4 .....	106
Figura 4.32 - Deformação nas armaduras longitudinais dos blocos de concreto .....	107
Figura 4.33 - Estimativa das aberturas de fissura nos espécimes G0-F. ....	109
Figura 4.34 - Deformação nas armaduras suplementares.....	110
Figura 4.35 - Superfície de ruptura dos espécimes – G3.....	111
Figura 4.36 - Superfície de ruptura dos espécimes – G4.....	112
Figura 4.37 - Correlação entre $N_u$ e $h_{ef}$ .....	114
Figura 4.38 - Influência de $h_{ef}$ na capacidade de ancoragem.....	114
Figura 4.39 - Comparação entre os efeitos de borda real e teórico .....	115
Figura 4.40 - Influência do efeito de grupo na carga última do conector.....	116
Figura 4.41 - Deslizamento dos conectores – G3.....	118
Figura 4.42 - Correlação entre $\xi_u$ e $h_{ef}$ – G3 .....	120
Figura 4.43 - Deslizamento dos conectores – Grupo G4.....	121
Figura 4.44 - Correlação entre $\xi_u$ e $h_{ef}$ – Grupo G4.....	121
Figura 4.45 - Deformações dos conectores na região externa ao concreto .....	122
Figura 4.46 - Comparação das deformações $\varepsilon_s$ e $\varepsilon_{sh}$ – Grupo G3.....	124
Figura 4.47 - Comparação das deformações $\varepsilon_s$ e $\varepsilon_{sh}$ – Grupo G4.....	125
Figura 4.48 - Deformação nas armaduras de flexão – G3 e G4 .....	126
Figura 4.49 - Deformação nas armaduras suplementares – Grupos G3 e G4 .....	128
Figura 4.50 - Superfície de ruptura dos espécimes – Grupo G3.....	129
Figura 4.51 - Superfície de ruptura dos espécimes – Grupo G4.....	130

Figura 4.52 - Curva carga-deslizamento – Conectores tipo U .....	134
Figura 5.1 - Avaliação do conservadorismo dos métodos de cálculo – G1 e G2.....	138
Figura 5.2 - Resumo estatístico dos métodos de cálculo – G1 e G2 .....	138
Figura 5.3 - Análise da dispersão dos resultados – G1 e G2 .....	139
Figura 5.4 - Avaliação do conservadorismo dos métodos de cálculo em função de $h_{ef}$ .....	140
Figura 5.5 - Análise do efeito de grupo no conservadorismo dos métodos de cálculo .....	143
Figura 5.6 - Avaliação do conservadorismo dos métodos de cálculo – Grupos G3 e G3 .....	144
Figura 5.7 - Resumo estatístico dos métodos de cálculo – Grupos G3 e G4.....	144
Figura 5.8 - Análise da dispersão dos resultados – Grupos G3 e G4 .....	145
Figura 5.9 - Avaliação do conservadorismo dos métodos de cálculo em função de $h_{ef}$ .....	147

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Características construtivas dos espécimes G1 .....	45
Tabela 3.2 - Características construtivas dos espécimes G2 .....	47
Tabela 3.3 - Características construtivas dos espécimes G3 .....	51
Tabela 3.4 - Características construtivas dos espécimes G4 – Barras com cabeça .....	53
Tabela 3.5 - Características construtivas dos espécimes ensaiados por Costa (2016).....	65
Tabela 3.6 - Características construtivas dos espécimes G1 – Conector “U” .....	67
Tabela 3.7 - Características construtivas dos espécimes G2 – Conector “U” .....	67
Tabela 3.8 - Características construtivas dos espécimes G3 – Conector “U” .....	68
Tabela 4.1 - Propriedades mecânicas do concreto.....	69
Tabela 4.2 - Propriedades mecânicas do aço.....	71
Tabela 4.3 - Resistência à tração das barras com cabeça - G1 .....	71
Tabela 4.4 - Resistência à tração das barras com cabeça - G2 .....	72
Tabela 4.5 - Resistência à tração das barras com cabeça - G3 .....	72
Tabela 4.6 - Estimativas de abertura de fissura para os espécimes da 1ª série de ensaios .....	86
Tabela 4.7 - Resistência à tração das barras com cabeça – G3 .....	91
Tabela 4.8 - Resistência à tração das barras com cabeça – G4 .....	91
Tabela 4.9 - Influência da armadura suplementar no valor de $N_u$ – G3 .....	96
Tabela 4.10 - Influência da armadura suplementar no valor de $N_u$ – G4 .....	96
Tabela 4.11 - Influência da armadura suplementar no valor de $N_u$ – Costa (2016) .....	98
Tabela 4.12 - Estimativas de abertura de fissura para os espécimes da 2ª série de ensaios .....	108
Tabela 4.13 - Resistência à tração das barras com cabeça – G3 .....	113
Tabela 4.14 - Resistência à tração das barras com cabeça – G4 .....	113
Tabela 4.15 - Influência de $f_{cm}$ nos valores de $N_u$ dos espécimes com armadura suplementar....	117
Tabela 4.16 - Estimativas de abertura de fissura para os espécimes da 3ª série de ensaios .....	127
Tabela 4.17 - Resistência à tração dos conectores tipo “U” .....	132
Tabela 4.18 - Influência dos efeitos de grupo e de borda no valor de $N_u$ .....	132
Tabela 4.19 - Influência da armadura suplementar no valor de $N_u$ .....	133
Tabela 4.20 - Comparação de desempenho entre conectores tipo “U” e barras com cabeça .....	133
Tabela 5.1 - Avaliação dos métodos de cálculo para os espécimes G1.....	136
Tabela 5.2 - Avaliação dos métodos de cálculo para os espécimes G2.....	136
Tabela 5.3 - Avaliação dos métodos de cálculo para os espécimes G3 – 2ª Série .....	141
Tabela 5.4 - Avaliação dos métodos de cálculo para os espécimes G3 – 3ª Série .....	141
Tabela 5.5 - Avaliação dos métodos de cálculo para os espécimes G4 – 2ª Série .....	141
Tabela 5.6 - Avaliação dos métodos de cálculo para os espécimes G4 – 3ª Série .....	142

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A_{c,N}$	Área de projeção da superfície de falha do cone de concreto após considerar efeito de borda e agrupamento (EN 1992-4, 2018);
$A_{c,N}^o$	Área máxima de projeção da superfície de falha do cone de concreto para uma ancoragem (EN 1992-4, 2018);
$A_{Nc}$	Área de projeção da superfície de falha do cone de concreto após considerar efeito de borda e agrupamento (ACI 318, 2014);
$A_{Nc}^o$	Área máxima de projeção da superfície de falha do cone de concreto para uma ancoragem (ACI 318, 2014);
$A_{s,aa}$	Área da seção transversal da armadura suplementar (EN 1992-4, 2018);
$A_{s,h}$	Área efetiva da cabeça do conector;
$A_{s,s}$	Área da seção transversal da perna do estribo;
$b_w$	Largura da viga;
$c_{a,min}$	Distância mínima da barra ancorada até as bordas;
$c_{a1}$	Distância do centro da barra ancorada até a borda;
$c_{a,real}$	Efeito de borda real;
$c_{a,teo}$	Efeito de borda teórico;
$c_d$	Cobrimento da perna do estribo em qualquer direção ou metade da distância entre dois estribos adjacentes, o que for menor;
$d_s$	Diâmetro da barra do estribo;
$d_{s,L}$	Diâmetro da barra ancorada;
$d_h$	Diâmetro da cabeça do conector
$e'_N$	Distância entre força de tração aplicada no grupo e o centro da barra;
$f_{bd}^o$	Resistência de aderência de projeto de acordo com o CEB-FIB Model Code 1990 (1993);
$f_{bm}$	Resistência média de adesão;
$f_c$	Resistência do concreto à compressão;
$f_{ck}$	Resistência característica do concreto à compressão;
$f_{cm}$	Resistência média do concreto à compressão;
$f_{bu}$	Resistência de aderência entre a armadura complementar e o concreto (INFASO, 2012);
$f_{cm,cube}$	Resistência do concreto à compressão, com corpo de prova em forma de cubo;
$f_{ct}$	Resistência do concreto à tração;
$f_{y,aa}$	Tensão de escoamento da armadura suplementar;
$f_{ym}$	Tensão média de escoamento do aço do estribo;

$h_{ef}$	Comprimento de embutimento da barra ancorada;
$k$	Fator de modificação considerando o tipo de ancoragem (Regan, 2000);
$k_1$	Fator de modificação relacionado a presença ou não de fissuras no concreto (EN 1992-4, 2018);
$k_c$	Fator de modificação considerando ancoragens pré ou pós-instaladas;
$k_{c,de}$	Rigidez do cone de concreto (INFASO, 2012);
$l_1$	Comprimento de ancoragem da perna do estribo inserido no cone de ruptura;
$l_{1,min}$	Comprimento mínimo de ancoragem da perna do estribo requerido;
$m_c$	Distância crítica até a borda;
$n_{aa}$	Número de pernas da armadura suplementar;
$N_b$	Resistência básica à ruptura do concreto de uma ancoragem submetida à tração;
$N_{cb}$	Carga última resistente de uma barra, ou um grupo de barras ancoradas, sujeitas a esforços de tração (ACI 318, 2014);
$N_{Rk,c}$	Resistência característica de uma ou um grupo de ancoragens na situação de falha do cone de concreto (EN 1992-4, 2018);
$N_{Rk,c}^o$	Resistência de uma única ancoragem, sem considerar efeitos de borda e de agrupamento (EN 1992-4, 2018);
$N_{Rm}$	Resistência de ancoragem com a presença de armaduras suplementares;
$N_{Rm,c}$	Resistência média da ancoragem controlada pela falha do cone de concreto;
$N_{Rm,s}$	Resistência total das armaduras suplementares;
$N_{Rm,bond}^o$	Contribuição da aderência na capacidade de ancoragem;
$N_{Rm,hook}^o$	Contribuição do gancho na capacidade de ancoragem;
$N_u$	Resistência última da ancoragem à tração (INFASO, 2012);
$N_u^o$	Resistência à tração de um conector isolado sem armadura suplementar (INFASO, 2012);
$N_{u,aa}$	Resistência de escoamento das barras componentes da armadura suplementar (EN 1992-4, 2018);
$N_{u,aa,b}$	Carga de ruptura no caso da falha de ancoragem da armadura suplementar (INFASO, 2012);
$N_{u,calc}$	Capacidade máxima da ancoragem, de acordo com EN 1992-4 (Sharma <i>et al.</i> , 2017);
$N_{u,exp}$	Capacidade máxima da ancoragem, obtida experimentalmente (Sharma <i>et al.</i> , 2017);
$s$	Espaçamento entre as barras ancoradas;
$u$	Perímetro de uma barra de armadura suplementar (EN 1992-4, 2018);
$w$	Largura da abertura de fissuras;

$\alpha$	Ângulo de ruptura do cone de concreto;
$\alpha_2$	Fator que considera a influência do cobrimento na capacidade de aderência;
$\alpha_s$	Fator da componente do escoamento da armadura suplementar (INFASO, 2012);
$\alpha_c$	Fator da componente de ruptura do cone de concreto (INFASO, 2012);
$\delta_{y,aa}$	Deslocamento resultante da carga de escoamento da armadura suplementar (INFASO, 2012);
$\delta_{y,aa,b}$	Deslocamento resultante da carga de falha de ancoragem da armadura suplementar (INFASO, 2012);
$\lambda_a$	Fator de modificação relacionado às propriedades mecânicas reduzidas do concreto leve;
$\psi_1$	Fator que considera a influência da posição do estribo;
$\psi_{1,2}$	Valor da efetividade do próximo estribo em consideração com a influência da posição do estribo (Sharma <i>et al.</i> , 2017);
$\psi_2$	Fator que considera a influência do diâmetro da armadura superficial (Sharma <i>et al.</i> , 2017);
$\psi_3$	Fator que considera a influência do comprimento de ancoragem da perna do estribo inserido no cone de ruptura (Sharma <i>et al.</i> , 2017);
$\psi_{A,N}$	Fator que considera os efeitos de borda e de agrupamento (EN 1992-4, 2018);
$\psi_{c,N}$	Fator de modificação para o concreto não fissurado sob carga de serviço (ACI 318, 2014);
$\psi_{cp,N}$	Fator de modificação para conectores pós-instalados em concreto não fissurado (ACI 318, 2014);
$\psi_{ec,N}$	Fator de modificação para grupos de ancoragens carregados excêntrica sob tração;
$\psi_{ed,N}$	Fator de modificação para efeitos de borda para ancoragem simples ou grupo de ancoragens carregados sob tração (ACI 318, 2014);
$\psi_{re,N}$	Fator que considera a influência de armaduras dispostas próximas umas das outras no elemento de concreto (EN 1992-4, 2018);
$\psi_{s,N}$	Fator que considera a perturbação da distribuição de tensões no concreto provocada pelas bordas do membro de concreto (EN 1992-4, 2018);
$\rho$	Taxa de armadura longitudinal;
$\xi$	Deslizamento do conector;
$\xi_u$	Deslizamento do conector na carga última;
$\varepsilon_f$	Deformação na armadura de flexão;
$\varepsilon_{ys}$	Deformação de escoamento do aço;
$\varepsilon_s$	Deformação do conector na área externa ao concreto
$\varepsilon_s$	Deformação do conector na área interna ao concreto

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1	MOTIVAÇÃO	3
1.2	OBJETIVOS	6
1.2.1	Objetivo Geral	6
1.2.2	Objetivos Específicos	6
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>7</b>
2.1	MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS ENTRE AÇO E CONCRETO	7
2.2	MODOS DE RUPTURA	9
2.3	EVOLUÇÃO HISTÓRICA DA UTILIZAÇÃO DE BARRAS COM CABEÇA	11
2.3.1	Marques e Jirsa (1975)	13
2.3.2	Furche e Eligehausen (1991)	14
2.3.3	DeVries (1996)	14
2.3.4	Bashandy (1996)	15
2.3.5	Regan (2000)	18
2.3.6	Meira (2005)	18
2.3.7	Martins (2006)	19
2.3.8	Soares (2007)	19
2.3.9	Costa (2016)	20
2.3.10	Chun, Choi e Jung (2017)	21
2.3.11	Sharma <i>et al.</i> (2017)	22
2.3.12	Silva (2018)	24
2.4	PARÂMETROS QUE PODEM INFLUENCIAR NA CAPACIDADE RESISTENTE DE UM CONECTOR	25
2.4.1	Comprimento de embutimento	25
2.4.2	Resistência à compressão do concreto	25
2.4.3	Diâmetro do conector	26
2.4.4	Efeito de borda	26
2.4.5	Efeito de agrupamento	27
2.4.6	Armadura suplementar	28
2.4.7	Nível de fissuração do concreto	28
2.5	CAPACIDADE DE ANCORAGEM PELA RUPTURA DO CONE DE CONCRETO	29
2.5.1	EN 1992-4 (2018)	29



2.5.2	ACI 318 (2019) .....	32
2.5.3	EOTA/ETAG Anexo C.....	33
2.5.4	Regan (2000).....	34
2.5.5	INFASO (2012) .....	35
2.5.6	Sharma <i>et al.</i> (2017).....	37
<b>3</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>40</b>
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	40
3.2	CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS ESPÉCIMES .....	42
3.2.1	Características construtivas dos espécimes G1.....	45
3.2.2	Características construtivas dos espécimes G2.....	47
3.2.3	Características construtivas dos espécimes G3.....	49
3.2.4	Características construtivas dos espécimes G4.....	51
3.3	PROPRIEDADES E CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS .....	53
3.3.1	Formas .....	53
3.3.2	Concreto .....	54
3.3.2.1	Características do concreto e do processo de cura .....	54
3.3.2.2	Propriedades mecânicas do concreto.....	54
3.3.3	Conectores tipo barra com cabeça ( <i>Headed bars</i> ).....	55
3.3.3.1	Especificações do aço.....	56
3.3.3.2	Ensaio do aço e de resistência do conector à tração .....	56
3.3.4	Armaduras dos prismas de concreto .....	57
3.4	SISTEMA DE ENSAIO .....	58
3.5	INSTRUMENTAÇÃO .....	60
3.5.1	Deslocamentos verticais .....	60
3.5.2	Deformações das armaduras e conectores.....	61
3.5.2.1	Processo de colagem dos extensômetros.....	61
3.5.2.2	Disposição dos extensômetros nas armaduras e conectores.....	62
3.6	PROGRAMA EXPERIMENTAL DESENVOLVIDO POR COSTA 2016 .....	63
3.7	SÉRIE EXPLORATÓRIA COM CONECTORES TIPO “U” .....	66
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>69</b>
4.1	PROPRIEDADES MECÂNICA DOS MATERIAIS.....	69
4.1.1	Concreto .....	69
4.1.2	Aço.....	69
4.2	RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA 1ª SÉRIE DE ENSAIOS .....	71
4.2.1	Influência do comprimento de ancoragem no valor de $N_u$ .....	72

4.2.2	<b>Influência do efeito de borda no valor de <math>N_u</math></b> .....	75
4.2.3	<b>Influência do efeito de grupo no valor de <math>N_u</math></b> .....	76
4.2.4	<b>Deslizamento dos conectores</b> .....	77
4.2.5	<b>Deformações nos conectores</b> .....	79
4.2.5.1	Deformações do conector na região externa ao concreto.....	79
4.2.5.2	Comparação das deformações dos conectores nas regiões externa e interna ao concreto.....	80
4.2.6	<b>Deformações nas armaduras de flexão (<math>\varepsilon_f</math>)</b> .....	85
4.2.7	<b>Modo de ruptura</b> .....	87
4.3	<b>RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA 2ª SÉRIE DE ENSAIOS</b> .....	90
4.3.1	<b>Influência do comprimento de ancoragem no valor de <math>N_u</math></b> .....	91
4.3.2	<b>Influência do efeito de borda no valor de <math>N_u</math></b> .....	93
4.3.3	<b>Influência do efeito de grupo no valor de <math>N_u</math></b> .....	94
4.3.4	<b>Influência da armadura suplementar no valor de <math>N_u</math></b> .....	95
4.3.5	<b>Deslizamento dos conectores</b> .....	101
4.3.6	<b>Deformações nos conectores</b> .....	103
4.3.6.1	Deformações do conector na região externa ao concreto.....	103
4.3.6.2	Comparação das deformações dos conectores nas regiões externa e interna ao concreto.....	104
4.3.7	<b>Deformações nas armaduras de flexão (<math>\varepsilon_f</math>)</b> .....	106
4.3.8	<b>Deformações nas armaduras suplementares</b> .....	109
4.3.9	<b>Modo de ruptura</b> .....	110
4.4	<b>RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA 3ª SÉRIE DE ENSAIOS</b> .....	113
4.4.1	<b>Influência do comprimento de ancoragem no valor de <math>N_u</math></b> .....	114
4.4.2	<b>Influência do efeito de borda no valor de <math>N_u</math></b> .....	115
4.4.3	<b>Influência do efeito de grupo no valor de <math>N_u</math></b> .....	116
4.4.4	<b>Influência de <math>f_{cm}</math> no valor de <math>N_u</math> dos espécimes G3 e G4</b> .....	117
4.4.5	<b>Deslizamento dos conectores</b> .....	118
4.4.6	<b>Deformações nos conectores</b> .....	122
4.4.6.1	Deformações do conector na região externa ao concreto.....	122
4.4.6.2	Comparação das deformações dos conectores nas regiões externa e interna ao concreto.....	123
4.4.7	<b>Deformações nas armaduras de flexão (<math>\varepsilon_f</math>)</b> .....	126
4.4.8	<b>Deformações nas armaduras suplementares</b> .....	127
4.4.9	<b>Modo de ruptura</b> .....	128

4.5	RESULTADOS EXPERIMENTAIS PARCIAIS DA SÉRIE EXPLORATÓRIA COM CONECTOR TIPO “U” .....	131
4.5.1	Análises iniciais de parâmetros que influenciaram no valor de $N_u$ .....	131
4.5.2	Deslizamento dos conectores.....	133
<b>5</b>	<b>AVALIAÇÃO DE MODELOS DE CÁLCULO PRESENTES EM NORMAS E NA LITERATURA.....</b>	<b>135</b>
5.1	ANÁLISE DOS MODELOS DE CÁLCULO PARA OS ESPÉCIMES G1 E G2 .	135
5.2	ANÁLISE DOS MODELOS DE CÁLCULO PARA OS ESPÉCIMES G3 E G4 .	140
<b>6</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>148</b>
6.1	RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	148
6.1.1	Influência do comprimento de ancoragem na resposta experimental dos conectores.....	148
6.1.2	Influência dos efeitos de borda e de grupo na resposta experimental dos conectores.....	150
6.1.3	Influência da armadura suplementar na resposta experimental dos conectores.....	151
6.1.4	Influência da resistência do concreto à compressão na resposta experimental do conector .....	152
6.1.5	Modos de ruptura .....	153
6.2	AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO .....	153
6.3	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	155
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>156</b>
	<b>ANEXO A.....</b>	<b>163</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Na concepção do projeto estrutural de uma edificação, além da correta determinação de cargas que atuarão sobre esta – as quais podem ser permanentes, variáveis ou excepcionais – é imprescindível o correto dimensionamento das conexões entre os diversos elementos estruturais. Para tal, faz-se necessário que o projetista possa prever o comportamento da estrutura como um todo e, amparado pelos códigos normativos vigentes, defina o tipo de conexão e suas características construtivas. Uma das técnicas mais convencionais de promover a união entre os diversos elementos estruturais em edificações de concreto armado é denominada ancoragem, que pode ser por aderência, por meio de dispositivos mecânicos ou pela combinação de ambos (ABNT NBR 6118, 2014).

A ancoragem por aderência refere-se a um comprimento mínimo de embutimento, o qual pode ser reto ou com um grande raio de curvatura, para que os esforços atuantes nas barras de aço sejam transferidos ao concreto. No entanto, em muitos casos as características geométricas do elemento estrutural não permitem o completo desenvolvimento deste comprimento mínimo dentro de suas dimensões, seja pelo fato de este ser longo em relação às dimensões da estrutura ou pelas dimensões dos raios de curvatura requeridos das barras de aço. Isto exige novas soluções para que essa transferência de esforços entre aço e concreto ocorra com bom desempenho.

Dentre as soluções apresentadas na literatura para a situação mencionada estão a ancoragem por meio de dispositivos mecânicos acoplados às barras de aço ou a modificação da terminação destas utilizando ganchos, cabeças soldadas ou barras transversais, por exemplo, permitindo assim que o comprimento de embutimento mínimo seja reduzido. Silva (2018) apresenta em sua pesquisa a influência de diferentes mecanismos de ancoragem no desempenho estrutural de conectores pré-instalados em elementos de concreto armado, os quais foram submetidos à tração, e observou incrementos de até 270% na resistência, em relação ao valor de referência, com a variação desses mecanismos.

Em se tratando de sistemas estruturais em concreto pré-moldado ou de ligações em estruturas mistas de aço e concreto, a utilização de barras com cabeça para a transferência de esforços entre aço e concreto tem se mostrado uma técnica recorrente. Dentre as razões para isso está o fato de que esses conectores podem simplificar o posicionamento das armaduras, especialmente

em elementos com elevada taxa de armadura. À exemplo dessas aplicações, López *et al.* (2017) propôs uma nova alternativa para conexões viga-pilar com a utilização de conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça (Figura 1.1) e Wang *et al.* (2018) estudou a aplicação destes conectores associados em grupo como conector de cisalhamento em estruturas compósitas.

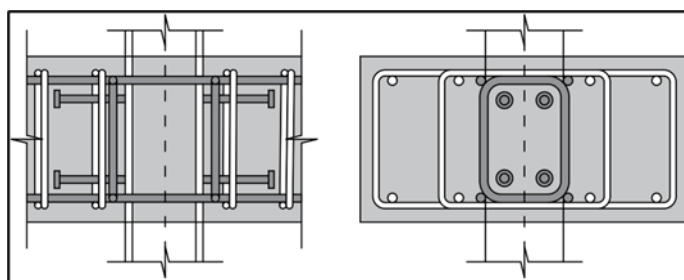


Figura 1.1 - Emprego de conectores de cisalhamento com cabeça em conexão viga-pilar (Adaptada de LÓPEZ *et al.*, 2017).

Entretanto, apesar de sua variada utilização na indústria da construção civil, ainda há imprecisões nos atuais modelos de cálculo para a determinação da capacidade de carga dos conectores com cabeça. Conforme Nilforoush *et al.* (2017), uma das razões que contribui para isto é o fato de que alguns destes modelos desconsideram parâmetros importantes tais como a influência do tamanho da cabeça, da superfície da barra de aço e as dimensões do elemento de concreto. Shao (2016) reitera que as atuais disposições do código ACI 318 (2019) não consideram com precisão os efeitos da resistência à compressão do concreto, o tamanho e o espaçamento das barras ou o reforço confinante na região de conexão entre membros estruturais, o que conduz a dispersões nos resultados.

Em sua pesquisa, Furche e Eligehausen (1991) ressaltam que outros parâmetros influentes na carga última de *headed studs* submetidos à tração são as suas características geométricas, as propriedades constitutivas do material, o comprimento de embutimento e a distância até a borda do elemento estrutural. Além destes, a presença de fissuras e de armaduras suplementares constituem fatores que podem interferir significativamente no desempenho do conector, podendo este último proporcionar incrementos superiores a 100% na carga de ruptura (SHARMA *et al.*, 2017).

Assim, uma vez que o bom desempenho do sistema de ancoragem está fortemente atrelado ao conjunto destes fatores, a negligência quanto a influência dos tais nos modelos de cálculo pode

ocasionar problemas no processo de transferência de esforços, os quais podem demandar um aumento dos custos no processo construtivo, como por exemplo, reforço estrutural ou até mesmo demolição. Entende-se que tal cuidado na avaliação dos fenômenos que influenciam na resistência de conectores embutidos torna-se mais relevante em regiões susceptíveis a sismos, onde as consequências podem assumir grandes proporções.

O terremoto Cocali, ocorrido na região de Marmara, Turquia, em agosto de 1999 consiste em um exemplo com consequências catastróficas as quais estiveram relacionadas a falhas de projeto nas regiões de conexão dos pilares. Estudos mostraram que na maioria das edificações que colapsaram os pilares apresentavam comprimentos de ancoragem insuficientes, armadura transversal inadequada e conexões com desempenho não-dúcteis, entre outros. O incidente resultou na morte de mais de 20.000 pessoas, além de um prejuízo estimado em 20 bilhões de dólares (ARSLAN e KORKMAZ, 2006).

Outros casos foram a queda do forro de um túnel em Boston, Estados Unidos, no dia 10 de julho de 2006, e a queda de parapeitos de prédios de alvenaria não-armados no dia 4 de setembro de 2010, na cidade de Christchurch, Nova Zelândia. O primeiro caso consistia de uma estrutura em concreto pré-moldado que colapsou devido a falha de ancoragem dos tirantes que sustentavam o forro, sendo a causa atribuída ao uso de uma resina epóxi inadequada (NATIONAL TRANSPORTATION SAFETY BOARD, 2007). O segundo incidente ocorreu pela sobrecarga dos tirantes que suportavam os parapeitos após um sismo. Estes eram fixados a uma parede de alvenaria e, após a sobrecarga, a capacidade de ancoragem foi excedida (INGHAM e GRIFFITH, 2010).

## 1.1 MOTIVAÇÃO

A utilização de dobras nas barras de aço como mecanismo de ancoragem pode reduzir significativamente o comprimento de ancoragem requerido para a transferência de esforços entre aço e concreto. No entanto, conforme Thompson *et al.* (2002), em muitos casos essas curvaturas podem dificultar o enquadramento das barras dentro das dimensões do elemento ou até mesmo criar congestionamentos, dificultando a concretagem e a consolidação do material.

Assim, em situações nas quais o espaço disponível para o desenvolvimento das barras tracionadas é limitado, a utilização de barras com cabeça tende a ser mais vantajosa que a de

dobras de 90° ou ganchos de 180°. Em comparação ao das dobras, o comprimento de desenvolvimento das barras com cabeça necessário para assegurar a transferência de esforços entre aço e concreto é reduzido e, além disso, conforme Marchetto (2015) esse método de ancoragem pode proporcionar detalhes construtivos com menores obstruções, flexibilidade e economia no processo de montagem e agilidade no processo construtivo. Vale ressaltar que trabalhos como Furche e Eligehausen (1991), Brantschen (2016), López *et al.* (2017), Wang *et al.* (2018) mostram que o campo de aplicação de conectores com cabeça é amplo.

No entanto, apesar de sua vasta gama de aplicações e das vantagens que podem proporcionar, métodos de cálculo apresentados em normas vigentes para estimar a resistência de conectores com cabeça sob forças de tração ainda necessitam ser aprimorados. Por exemplo, nos casos em que a falha é governada pela ruptura do cone de concreto, os códigos normativos ACI 318 (2019) e EN 1992-4 (2018) utilizam o Método CCD (*Concrete Capacity Design Method*) como base de seus modelos teóricos para estimar a resistência desses conectores à tração. Porém, o CCD derivou de testes realizados em barras com cabeça isoladas, instaladas em blocos espessos de concreto não fissurado, sem armadura e sem a consideração do efeito de borda e efeito de grupo.

Assim, dado que essas circunstâncias não representam situações práticas de projeto, novos ensaios foram necessários para que a influência da fissuração, dos efeitos de borda e de grupo, dentre outras, fossem levadas em conta nos modelos de cálculo. Entretanto, novamente, esses ensaios foram conduzidos em blocos espessos não armados e, em alguns casos, com fissuras induzidas. Consequentemente, um parâmetro como a taxa de armadura longitudinal – que pode ser negligenciável em blocos rígidos, mas influenciar na resistência do cone de concreto de barras com cabeça instaladas em zonas tracionadas de elementos esbeltos – é desprezado nos métodos de cálculo normativos.

Ensaio de arrancamento realizados por Costa (2016) em barras com cabeça instaladas em zonas tracionadas de elementos esbeltos de concreto armado, sem a influência dos efeitos de borda ou de grupo, mostraram que a taxa de armadura longitudinal de flexão é um parâmetro que pode afetar significativamente o conservadorismo das normas. Seus experimentos mostraram que a armadura de flexão pode controlar a abertura de fissuras antes da falha, afetando a resistência do cone de concreto dos conectores. Apesar de as normas recomendarem assumir o concreto fissurado em zonas não comprimidas, através dos ensaios, foi observado um

crescimento linear da resistência do cone com incrementos na taxa de armadura de flexão, de modo que o nível de resistência à tração de barras com cabeça embutidas em concreto fissurado se igualou ao das barras instaladas em concreto não fissurado.

Além de os modelos de cálculo presentes nas normas ACI 318 (2019) e EN 1992-4 (2018) desprezarem a influência da taxa de armadura de flexão na resistência do cone de concreto, Sharma *et al.* (2017) afirmam que esses se mostram excessivamente conservadores no que diz respeito à utilização de armadura suplementar. Essa armadura pode ser utilizada para elevar a capacidade resistente à tração de conectores com cabeça, considerando a falha pela ruptura do cone. Shao (2016) acrescenta que o número de pesquisas realizadas sobre o comportamento de barras com cabeça em conexões viga-pilar ainda é bem limitado, fato que tende a reduzir a utilização deste mecanismo de ancoragem por parte dos projetistas e impedem que as vantagens proporcionadas por ele sejam plenamente exploradas.

Posto isso, esse trabalho representa a continuidade dos ensaios realizados por Costa (2016) e investiga a influência da armadura longitudinal na resposta experimental à tração de barras com cabeça pré-instaladas em elementos esbeltos de concreto armado e sujeitas aos efeitos de borda e de grupo. Ademais, buscou-se analisar a influência dos efeitos de borda e de grupo na eficiência da armadura suplementar. Vale ressaltar que os espécimes foram projetados para que a falha fosse governada pela ruptura do cone de concreto e a armadura longitudinal foi calculada para controlar a abertura de fissura e mantê-las com valores mínimos antes da ruptura.

É importante mencionar que significativo esforço científico foi empregado para estudar o comportamento de barras com cabeça sob cargas de tração após a incorporação do CCD em códigos normativos vigentes. Entretanto, a maioria dos ensaios foram realizados em blocos de concreto espessos, com grandes comprimentos de ancoragem e não consideraram a influência simultânea dos efeitos de borda e de grupo, principalmente nos casos em que a falha foi governada pelo cone de concreto.



## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo Geral

Este trabalho continua os ensaios realizados por Costa (2016) e tem como objetivos principais investigar, por meio de ensaios de arrancamento, a influência da armadura longitudinal e da armadura suplementar na resistência do cone de concreto de barras com cabeça pré-instaladas em zonas tracionadas de elementos esbeltos de concreto armado, submetidas ao efeito de borda e efeito de grupo. Além disso, analisou-se a influência dos referidos parâmetros no comportamento das barras com cabeça em termos de deslizamento e deformação.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

A presente pesquisa experimental tem como objetivos específicos:

- Analisar a influência da taxa de armadura longitudinal do elemento de concreto armado no comportamento e na resistência última à tração das barras com cabeça, utilizadas como conectores;
- Analisar a influência do comprimento de embutimento ( $h_{ef}$ ), do efeito de borda e do efeito de grupo na resposta experimental à tração dos conectores;
- Investigar e discutir a influência dos mecanismos de ancoragem na resistência do cone de concreto das barras com cabeça, utilizando-se como dados de entrada para essa análise as deformações medidas ao longo dos conectores e a carga aplicada;
- Analisar a influência de armadura suplementar no modo de falha, comportamento e na resistência do cone de das barras com cabeça;
- Averiguar a influência da resistência média do concreto à compressão na resistência do cone de concreto e comportamento das barras com cabeça bem como na eficiência da armadura suplementar;
- Comparar as resistências experimentais dos conectores às estimadas com base nos modelos de cálculo apresentados pelas normas ACI 318 (2019) e EN 1992-4 (2018) e propostos pelo EOTA/ETAG Anexo C (2010), por Regan (2000) e Sharma *et al.* (2017) para analisar e discutir o desempenho desses.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesta seção, serão apresentadas características pertinentes ao comportamento de conectores tipo pino com cabeça, pré-instalados em estruturas de concreto armado. Mais especificamente, serão abordados parâmetros que influenciam o desempenho destes conectores, trabalhos previamente realizados nesta linha de pesquisa, além de recomendações de projeto previstas nas normas EN 1992-4 (2018) e ACI 318 (2019), bem como em métodos de cálculo propostos por Regan (2000), pelo EOTA/ETAG Anexo C (2010) e por Sharma *et al.* (2017). Os modos de ruptura associados aos conectores e as parcelas de contribuição que constituem sua capacidade total de ancoragem – a aderência e seus mecanismos – também são apresentados e discutidos.

### 2.1 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS ENTRE AÇO E CONCRETO

Conforme a definição do item 9.4.1. da ABNT NBR 6118:2014, é mandatório que as barras das armaduras devem ser ancoradas de forma que as forças a que estejam submetidas sejam integralmente transmitidas ao concreto, seja por meio de aderência, de dispositivos mecânicos, ou por combinação de ambos.

Os esforços de compressão em uma viga de concreto armado submetida a flexão são resistidos predominantemente pelo concreto, ao passo que os esforços de tração são suportados pela armadura presente no elemento estrutural. Segundo MacGregor e Wight (2012), para que esse mecanismo funcione eficazmente, é essencial a transferência de forças entre o aço e o concreto através da aderência. Assim, a aderência pode ser entendida como a propriedade que possibilita o funcionamento do concreto armado como material estrutural, promovendo a transferência dos esforços atuantes na armadura para o concreto e, conseqüentemente, modificando a tensão atuante no aço. De acordo com Eligehausen *et al.* (1983), a aderência total de barras de aço embutidas em concreto pode ser dividida entre três parcelas: a adesão química, atrito e aderência mecânica, como ilustrado na Figura 2.1.

A adesão química, observada na Figura 2.1a, pode ser definida como uma ligação físico-química entre as interfaces do aço e do concreto, sendo originada com as reações de hidratação, e representa em uma pequena parcela de resistência quando comparada às demais. Conforme

Silva (2018), ela pode ser descrita como a “colagem” entre a pasta de cimento e a armadura, oriunda de forças capilares, e, segundo Eligehausen *et al.*, 1983, sua ordem de grandeza varia entre 0,5 e 1,0 MPa. Esse mecanismo é perdido rapidamente a partir do momento em que o deslizamento da barra ancorada se inicia e sua contribuição tende a ser maior na capacidade de ancoragem de barras lisas ou com pouca rugosidade em sua textura superficial.

Na iminência do deslizamento, quando a aderência por adesão química é perdida, o atrito entre a barra de aço e o concreto passa a atuar, opondo-se a este movimento. Como pode ser observado na Figura 2.1b, esse mecanismo é influenciado principalmente pela rugosidade da superfície do aço, dependendo, portanto, do coeficiente de atrito entre o aço e o concreto que, por sua vez, depende da natureza da peça. Quanto menos imperfeições a barra possuir, menor será seu coeficiente de atrito, e, conseqüentemente, menor será a tensão por atrito no material.

Em barras lisas, os dois mecanismos supracitados contribuem majoritariamente para a resistência de aderência e geralmente são perdidos quando a barra é tensionada e os deslizamentos se iniciam, em particular devido à redução de seu diâmetro (MACGREGOR e WIGHT, 2012). Por isso, usualmente, não se recomenda a utilização dessas barras para armaduras em estruturas de concreto armado. Segundo Hadi (2008), a presença de nervuras ou mossas em barras de aço aumenta significativamente a resistência de aderência. Para tais barras, a aderência mecânica torna-se o principal contribuinte, superando as aderências por adesão e por atrito.

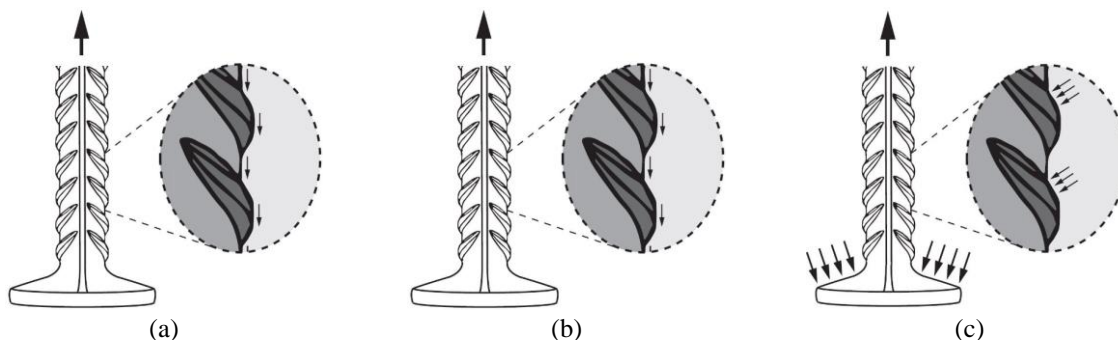


Figura 2.1 - Mecanismos de transferência de esforços entre o concreto e aço em conectores com cabeça. (a) Adesão química; (b) Atrito; e (c) Aderência mecânica.

(Fonte: Brantschen, 2016)

A aderência mecânica, mostrada na Figura 2.1c, também conhecida como engrenamento, é expressa após a perda de aderência por atrito. A propriedade considera as irregularidades da superfície, as quais funcionam como pontos de apoio que incidem esforços de compressão no

concreto, possibilitando um aumento expressivo no valor da aderência. A aderência mecânica se faz presente também na cabeça dos conectores, sendo a principal responsável pela capacidade de ancoragem das barras. As forças inclinadas possuem uma componente radial, também chamada de tensão normal ou tensão de fendilhamento, e uma longitudinal, denominada tensão de aderência, conforme cita Marchetto (2015), podendo ser observado na Figura 2.2. A componente radial provoca tensões de tração no concreto, resultando, eventualmente, no fendilhamento do concreto e na propagação das fissuras para a superfície do elemento estrutural.

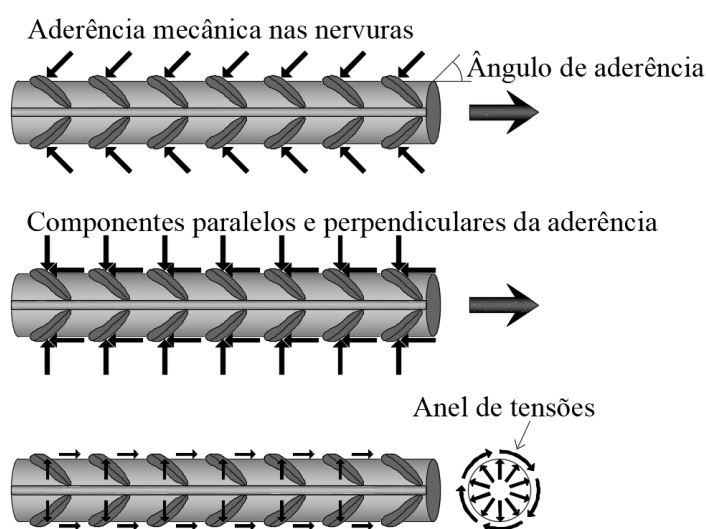


Figura 2.2 - Componentes das forças atuantes no concreto  
(Fonte: Adaptado de Alrasyid *et al.*, 2017)

## 2.2 MODOS DE RUPTURA

De acordo com o ACI 318 (2019), os modos de ruptura possíveis a partir da tração de barra ancorada são: ruptura por escoamento da barra de aço, escorregamento, ruptura do concreto, fendilhamento do concreto, deslocamento lateral e falha por perda de aderência, os quais são apresentados a seguir. O modo de ruptura por escoamento da barra, Figura 2.3a, ocorre em condições onde o aço é consideravelmente dúctil e o comprimento de aderência é longo o suficiente, considerando que o concreto não falhe.

A ruptura por escorregamento da barra pode ocorrer tanto em função da falha de ancoragem por aderência, para o caso de barra retas, quanto pela falha do dispositivo mecânico adicionado às terminações das barras retas para reduzir o comprimento básico de ancoragem. Para conectores com cabeça, por exemplo, segundo Fuchs *et al.* (1995), esta última falha é

influenciada pelo modo como foi realizada a instalação da cabeça na barra. Ele é indesejável e pode ser prevenido por meio de ensaios de aceitabilidade realizados com o conector. Esse modo de ruptura é ilustrado na Figura 2.3b.

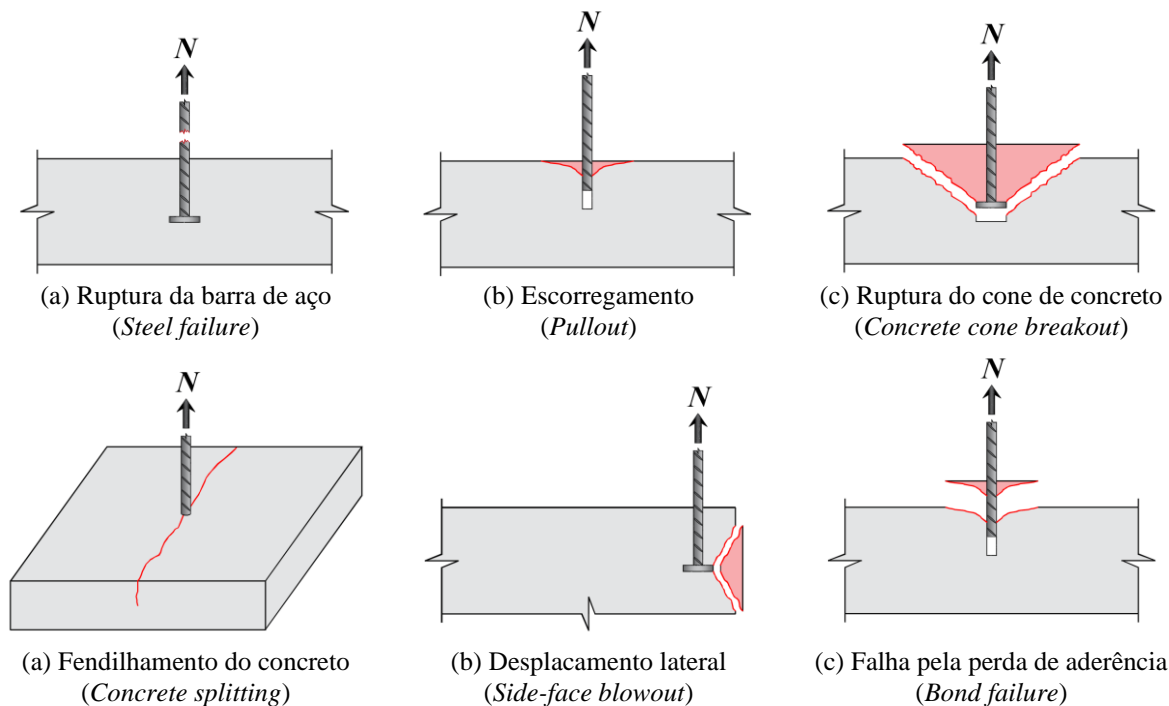


Figura 2.3 - Modos de ruptura para barras tracionadas (Fonte: Adaptado do ACI 318, 2019)

O modo apresentado na Figura 2.3d, o fendilhamento do concreto, geralmente ocorre quando as dimensões do prisma são pequenas, a barra é instalada a pequenas distâncias da borda ou há barras muito perto uma das outras (distâncias menores que  $1,5h_{ef}$ ). Esse modo de ruptura é resultado da formação de fissuras paralelas à barra ancorada. A carga de ruptura associada ao fendilhamento, segundo Eligehausen *et al.* (2006), é menor do que a que corresponde a ruptura do cone de concreto, mas a resposta de tensão e deformação é similar em ambos os casos.

O deslocamento do concreto na face lateral ocorre quando o comprimento de embutimento é profundo em comparação à distância da barra até a superfície lateral do prisma, sendo necessário um pequeno cobrimento. O valor de cobrimento em que o modo de ruptura passa de deslocamento do concreto para cone de concreto depende da área de contato da cabeça do conector e do comprimento de embutimento (FURCHE e ELIGEHAUSEN, 1991). Para ser considerada ancoragem profunda próxima à borda, segundo o ACI 318 (2019), a inequação a seguir deve ser garantida:  $c_1 < 0,4 \cdot h_{ef}$ , onde  $c_1$  é o cobrimento.

A ruptura pelo cone de concreto, Figura 2.3c, caracterizada pela formação de uma superfície de ruptura com formato cônico. A resistência à tração do concreto é utilizada integralmente, e, em ancoragens com *headed studs* onde a superfície de apoio da cabeça seja adequada, o cone de concreto será gerado (caso a resistência do aço não seja excedida). A formação do cone de ruptura é decorrente da composição de fissuras circunferenciais ao conector, geradas a partir do momento em que os esforços de tração superam a resistência à tração do concreto, conforme Eligehausen *et al.* (2006). A fissuração se inicia na cabeça do conector e tende a ser projetada para a superfície superior do concreto a uma inclinação de aproximadamente 35°, segundo o Método CCD (*Concrete Capacity Design Method*), que será detalhado posteriormente.

### 2.3 EVOLUÇÃO HISTÓRICA DA UTILIZAÇÃO DE BARRAS COM CABEÇA

Os primeiros estudos extensivos para inserção de conectores do tipo pino com cabeça na indústria da construção civil tiveram início na década de sessenta com os pesquisadores Chinn (1961), Driscoll e Slutter (1961), Slutter (1963), que investigaram a aplicação destes como conector de cisalhamento entre lajes de concreto e vigas metálicas (MARCHETTO, 2015). Uma década depois, conforme McMackin *et al.* (1973), os estudos se intensificaram, sendo em sua maior parte conduzidos pela empresa Nelson Stud Welding e por pesquisadores da Universidade Lehigh com o objetivo de estabelecer um método de projeto pelo arrancamento do cone de concreto (*Pullout cone design method*) para ancoragens submetidas a esforços combinados de tração e cisalhamento.

As primeiras aplicações de conectores com cabeça estiveram limitadas a sua utilização como dispositivos para ancoragens rasas ou para promover a ligação entre vigas metálicas e lajes de concreto em estruturas compósitas (THOMPSON *et al.*, 2002). Entretanto, a partir da década de setenta, os conectores de cisalhamento foram adaptados também para serem empregados como armaduras de cisalhamento em lajes lisas, trabalho este que foi desenvolvido por pesquisadores como Andrä (1979), Dilger e Ghali (1981) e Mokhtar *et al.* (1985), sendo a Universidade de Calgary umas das instituições de grande destaque nesta área.

Dentre as pesquisas desenvolvidas na Universidade de Calgary, aquela realizada por Dilger e Ghali (1981) merece destaque pela investigação sobre a aplicação de conectores com cabeça como elementos integrantes da armadura de cisalhamento de punção em lajes. Por meio dos resultados, concluíram que o emprego de pinos com duas cabeças proporcionou melhores

resultados quando comparado ao uso de *stud rails*, armaduras constituídas de conectores com cabeça soldados a uma placa. Foi recomendado pelos autores que a área da cabeça do conector fosse dez vezes a área da seção transversal da barra estudada.

Com a demonstração dos vários benefícios proporcionados pela utilização de *double-headed studs* como armadura de cisalhamento, nos estudos desenvolvidos por Dilger e Ghali, iniciaram-se novas pesquisas para investigar a utilização de barras com duas cabeças (*double-headed bars*) como armadura de cisalhamento em plataformas de petróleo *offshore* de concreto armado (THOMPSON *et al.*, 2002). O objetivo era substituir ganchos convencionais propensos a ocasionar congestionamentos durante a concretagem.

No começo dos anos 1980, o *Alaska Oil and Gas Association* (AOGA) iniciou diversos estudos dessas ancoragens com a finalidade de reduzir o alto congestionamento de barras com ganchos nas estruturas de concreto armado em plataformas de petróleo, além de explorar como os conectores com cabeça poderiam proporcionar uma maior capacidade de ancoragem.

Após essa difusão destes mecanismos de ancoragem, algumas empresas como a Norwegian Contractors e a Metalock investiram no aumento da qualidade do processo de fabricação dos conectores com cabeça, dando origem a uma tecnologia denominada soldagem por fricção (*Friction welding*). Com o sucesso desse sistema de produção, a Metalock se tornou a principal fornecedora de barras com cabeça nos Estados Unidos e transformou-se na Headed Reinforcement Corporation (HRC), na década de oitenta (THOMPSON *et al.*, 2002). A Figura 2.4 mostra uma *T-headed bar*, nomenclatura atribuída à referida ancoragem da HCR.



Figura 2.4 - Aplicação de conectores do tipo pino com cabeça.

A partir da década de noventa, mais empresas e instituições adentraram o campo de pesquisas relacionadas a ancoragens com cabeça, proporcionando o aparecimento de novos produtos,

como barras com cabeça rosqueadas (*Threaded bars*) e forjadas (*Forged bars*), e expandindo também o seu campo de aplicação (ver Figura 2.4b e Figura 2.4c). A seguir, são apresentados alguns dos trabalhos desenvolvidos com a aplicação de conectores com cabeça em conexões viga-pilar, assim como estudos que abordam a utilização de ancoragens convencionais – curvas de 90° e ganchos de 180° – em conexões viga-pilar, sistemas estruturais que constituem um objeto de estudo nesta pesquisa.

### **2.3.1 Marques e Jirsa (1975)**

Marques e Jirsa (1975) realizaram ensaios em 22 espécimes simulando conexões viga-pilar externas com o objetivo de avaliar a capacidade resistente das armaduras de uma viga ancorada por meio de ganchos, submetidos a diferentes níveis de confinamento. Foi investigada a influência da armadura longitudinal dos pilares, do cobrimento e do carregamento axial no pilar na capacidade resistente da conexão. As barras ensaiadas possuíam diâmetros iguais a 22 mm ou 35 mm, com ganchos de 180° ou dobras de 90°.

Três tipos de confinamento foram investigados nos ensaios: influência das barras longitudinais do pilar; dos estribos do pilar presentes na conexão; e do cobrimento. Por meio dos resultados de carga-deslizamento obtidos nos ensaios de cinco espécimes que possuíam o mesmo tipo de confinamento lateral, método de posicionamento das armaduras verticais do pilar e cobrimento, com variações apenas no carregamento axial, concluiu-se que a influência das cargas axiais na capacidade de ancoragem era insignificante para os níveis de carga aplicados.

Marques e Jirsa (1975) ressaltaram que tais resultados foram obtidos apenas para situações em que a cauda do gancho estava disposta na direção do carregamento axial e que outras orientações, bem como diferentes confinamentos laterais poderiam gerar diferentes comportamentos. Os autores ainda verificaram que em todos os espécimes confinados pelos estribos dos pilares, a carga última atingiu o valor de escoamento.



### 2.3.2 Furche e Eligehausen (1991)

Furche e Eligehausen (1991) realizaram ensaios de arrancamento em conectores com cabeça embutidos em elementos de concreto para investigar o modo de ruptura e a influência variáveis como efeito de borda – avaliado com a variação da distância até a borda ( $c_{al}$ ) – e comprimento de embutimento na capacidade resistente à tração desses. Em sua pesquisa, os autores propuseram novas equações para a estimativa dessa capacidade resistente.

Foram realizados um total de 35 ensaios e, em sua maioria, com pequenas distâncias até a borda, ocorreu a ruptura pelo deslocamento lateral. Nos demais a falha se deu pelo rompimento do cone de concreto. Foi constatado por meio dos resultados que a projeção da área de falha, assim como o valor da carga última, diminuiu à medida em que a distância do conector até a borda foi reduzida. Com a finalidade de evitar a falha pela ruptura da barra de aço do conector, foram utilizados aços com elevados valores de resistência última à tração (superiores a 700 MPa).

A Equação 2.1 apresentada a seguir foi proposta pelos autores para o cálculo da distância crítica até a borda, um valor em que o modo de ruptura é alternado do deslocamento lateral para a formação do cone de concreto.

$$m_c = 0,3 \cdot h_{ef} / \left( \sqrt{A_{s,h} / h_{ef}} - 0,5 \right) \quad \text{Equação 2.1}$$

onde:

$m_c$  é a distância crítica até a borda (em mm);

$A_{s,h}$  é a área efetiva da cabeça do conector (em mm<sup>2</sup>); e

$h_{ef}$  é o comprimento de embutimento (em mm).

### 2.3.3 DeVries (1996)

Outras pesquisas patrocinadas pela HRC foram realizadas na Universidade do Texas, em Austin, divididas em duas partes. A primeira foi conduzida por Richard DeVries (1996), presente em sua tese de doutorado, com mais de 140 ensaios de arrancamento, baseados principalmente na relação entre comprimento de embutimento e cobrimento das barras. A segunda parte foi realizada por Tarek Bashandy (1996), como objeto de estudo do seu doutorado, ensaiando 32 espécimes em escala real, simulando conexões viga-pilar externas.

DeVries (1996) conduziu seus ensaios com barras dispostas em prismas de concreto, estudando variáveis como a distância entre as barras e o cobrimento, o que resultou em um estudo abrangente sobre o tema. O objetivo dos ensaios era desenvolver recomendações de projeto para prever a capacidade de ancoragem de barras com cabeça. A pesquisa foi dividida em duas fases, sendo a primeira realizada com comprimentos de embutimento rasos, ou seja, com razões entre  $h_{ef}$  e o cobrimento pequenas (menores que 5), e a segunda, com razões consideradas altas (entre 6 e 18). Foram realizados 21 testes com comprimentos de embutimento rasos, resultando em ruptura por cone de concreto e rompimento da barra de aço. O autor concluiu que a presença de armadura de cisalhamento posicionadas perpendicularmente não afetou significativamente a capacidade de ancoragem das barras com cabeça.

Na segunda fase do estudo, foram ensaiados 129 testes de arrancamento em espécimes com razões entre  $h_{ef}$  e cobrimento acima de 5. Foram estudadas variações de diversos parâmetros: diâmetro da barra de aço; espaçamento entre as barras; cobrimento; armadura de cisalhamento; comprimento de embutimento; e o posicionamento das barras, nos cantos e próximo das bordas.

Com base nos testes realizados, DeVries (1996) concluiu que a ruptura pelo deslocamento lateral ou pelo escoamento da barra era esperada para barras com comprimentos de embutimento considerados grandes. Armadura de cisalhamento posicionada na região de ancoragem não aumenta a capacidade final, porém uma alta concentração dessas armaduras perto da cabeça do conector aumenta a resistência residual da conexão após a ruptura. O posicionamento de barras em cantos e o pequeno espaçamento entre elas também diminuem a capacidade de ancoragem.

#### **2.3.4 Bashandy (1996)**

No ano de 1996, Bashandy investigou o desempenho de ancoragens em conexões viga-pilar, dividindo seus experimentos em três séries. Na primeira, foram realizados 25 ensaios de arrancamento, objetivando estudar a influência de carregamentos cíclicos e do posicionamento de barras transversais no apoio da cabeça, além de averiguar a viabilidade de utilização do conector com cabeça como armadura de cisalhamento. A segunda série consistiu de 32 ensaios em espécimes simulando conexões viga-pilar externas e a terceira série foi composta por um único ensaio com a aplicação de um carregamento cíclico no mesmo tipo de conexão.

Na primeira série, 14 dos 25 espécimes foram ensaiados para investigar a influência de carregamentos cíclicos e o posicionamento da barra transversal situada na cabeça do conector. As variáveis foram o número de ciclos, dimensões das barras transversais e dimensões da cabeça do conector. Como resultado, observou-se que carregamentos cíclicos entre 5 e 80% da capacidade máxima, até 15 ciclos, não afetaram significativamente a capacidade de ancoragem. O posicionamento das barras transversais em relação à cabeça do conector afetou a sua capacidade, atuando como contenção de deslocamento lateral e aumentando a área de contato efetiva na cabeça do conector.

Entretanto, Bashandy (1996) sugeriu uma abordagem conservadora ao limitar o aumento da capacidade de ancoragem a 25% para situações em que as cabeças que fossem ancoradas positivamente. O termo “ancoragem positiva”, para o autor, caracteriza ancoragens em que as dimensões livres da cabeça devem ser pelo menos iguais a metade do diâmetro das barras transversais.

Nos outros 11 espécimes constituintes da primeira série, foi estudada a viabilidade da utilização de conectores com cabeça como armadura de cisalhamentos nas conexões viga-pilar. Concluiu-se que a utilização dessas barras representava uma atrativa pelas inúmeras vantagens associadas, como a redução do congestionamento do concreto nas concretagens e simplificação do detalhamento (BASHANDY, 1996).

Na sua segunda série, Bashandy (1996) investigou a viabilidade da utilização de barras com cabeça como armadura de flexão em conexões viga-pilar. Foram 32 testes de arrancamento, em espécimes de escala real, analisando a influência de parâmetros como diâmetro e orientação da barra, tamanho da cabeça, comprimento de embutimento, cobrimento e armadura de confinamento na capacidade de ancoragem. O sistema de ensaio é apresentado na Figura 2.5.

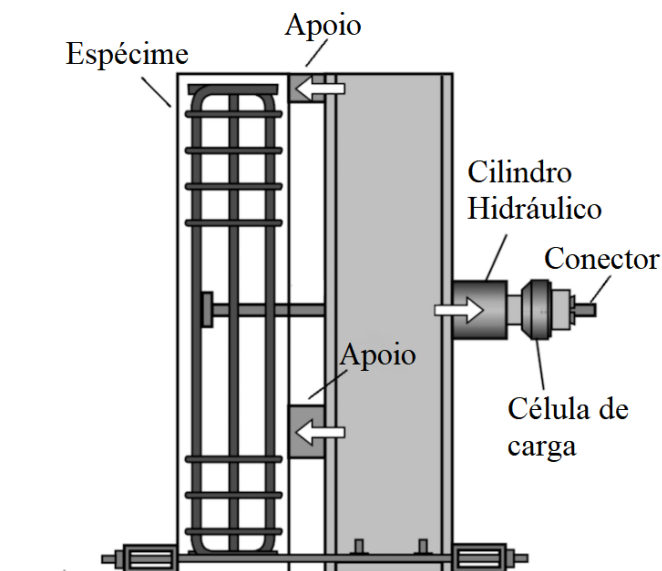


Figura 2.5 - Sistema de ensaio de conexões viga-pilar realizada por Bashandy (Fonte: Adaptado de Thompson *et al.*, 2002).

Por meio dos resultados foram identificados dois tipos de rupturas: deslocamento lateral e falhas governadas por esforços de cisalhamento, ambas com padrão de fissuração similar. O autor concluiu que a razão entre a área da cabeça do conector e a área transversal da barra ancorada, bem como sua orientação não possuíram grandes influências na capacidade máxima, porém, o aumento da área da cabeça do conector e do cobrimento resultaram em um aumento significativo na resistência. Ademais, verificou-se que a resistência última aumentou de forma linear e diretamente proporcional ao crescimento do comprimento de embutimento.

Os resultados também mostraram uma superioridade no desempenho de ancoragem das barras com cabeça em relação aos ganchos de 180°, sendo a capacidade de ancoragem dos primeiros frequentemente maior e, no mínimo, igual. Por fim, averiguou-se que a resistência aumenta com o número maior de armaduras de confinamento, por conterem o cobrimento susceptível ao deslocamento lateral, além de confinarem o concreto na região próxima das cabeças, aumentando a capacidade de ancoragem.

O comportamento do espécime ensaiado na terceira série foi comparado a ensaios semelhantes, realizados com barras com ganchos. Ainda nas situações de carregamento cíclico, o desempenho dos conectores com cabeça mostrou-se superior ao das ancoragens tradicionais. De forma semelhante a DeVries (1996), Bashandy (1996) propôs a adoção das equações formuladas em sua tese pelos códigos normativos de sua época.

### **2.3.5 Regan (2000)**

Regan (2000) investigou o comportamento de diversos tipos de ancoragem, utilizando-as como armadura de cisalhamento em lajes lisas, através de ensaios de arrancamento em elementos de concreto não fissurado. Em todos os casos, o comprimento de embutimento foi inferior a 100 mm. Ao todo, foram ensaiados seis tipos de ancoragem: ganchos de 180° com e sem barra transversal; dobras de 90° com e sem barra transversal; e conectores com cabeça em prismas de concreto com superfícies reta e inclinada.

Através dos resultados, o autor observou que a capacidade de ancoragem seguiu a mesma tendência para as condições de conectores com cabeça em superfícies inclinadas ou retas e barras dobradas à 90° e 180°, envolvendo ou não armaduras longitudinais.

### **2.3.6 Meira (2005)**

O trabalho de Meira (2005) foi o primeiro na Universidade Federal do Goiás (UFG) pertencente a linha de pesquisa que investigava o fenômeno de punção em lajes-cogumelo. Foi investigado o desempenho de conectores com cabeça quadrada embutidos em espécimes de concreto armado quando submetidos a esforços de tração. Os prismas de concreto possuíam forma cúbica, com arestas de comprimento igual a 1000 mm. Foram ensaiados 61 pinos, considerando-se as seguintes variáveis: distância do pino até a borda; comprimento de embutimento (50 mm e 100 mm); a existência de aderência entre o concreto e o aço; e a posição (superior, intermediária, inferior) e a orientação (horizontal e vertical) do pino no prisma.

A partir dos resultados experimentais, foi possível verificar que a carga de ruptura da ancoragem decresceu linearmente com a aproximação da ancoragem à borda. Tal redução na capacidade resistente à tração chegou a 35% da carga de ruptura de um pino isolado. Em relação a posição dos chumbadores, observou-se que a capacidade resistente à tração foi maior para pinos instalados próximos à extremidade inferior do espécime de concreto. Todavia, não houve variação relevante na capacidade resistente à tração com a variação da orientação dos chumbadores.

### 2.3.7 Martins (2006)

O objetivo desta pesquisa consistiu em determinar, por meio de ensaios experimentais, a capacidade resistente à tração de chumbadores associados em placas de ancoragem, as quais foram instaladas em espécimes de concreto armado. Foram ensaiados um total de 23 espécimes, e foram definidos como variáveis o comprimento de embutimento (10 cm, 16 cm e 20 cm), a distância entre os chumbadores (efeito de agrupamento) e a distância desses até a borda (efeito de borda). Os diâmetros nominais dos chumbadores e as dimensões das placas de ancoragem (quadradas) foram mantidos constantes.

Os modos de ruptura também foram avaliados, sendo verificada a ruptura por fendilhamento em chumbadores isolados com comprimento de embutimento reduzido e a ruptura do aço nos chumbadores com maiores comprimentos de embutimento. Naqueles pouco espaçados entre si para avaliação do efeito de agrupamento, foi identificada uma ruptura caracterizada pela associação de cones.

### 2.3.8 Soares (2007)

Em seu trabalho, Soares (2007) deu continuidade aos estudos de Meira (2005) na Universidade Federal do Goiás (UFG). O autor investigou a capacidade resistente à tração de conectores com cabeça quadrada pré-instalados em elementos de concreto armado definindo como variáveis principais de análise a distância do pino até a borda, o diâmetro da haste do pino e comprimento de embutimento. Foram ensaiados 162 pinos curtos, sendo 65 ensaios realizados como pré-teste. As dimensões da cabeça foram mantidas constantes, com 50 mm de lado. Os prismas de concreto foram fabricados com dimensões constantes e iguais a 2200 mm x 600 mm x 400 mm.

Por meio dos resultados obtidos, variando-se apenas o comprimento de embutimento dos pinos, observou-se que a carga última para  $h_{ef} = 100$  mm foi aproximadamente igual a 2,97 vezes àquela medida nos pinos com  $h_{ef} = 50$  mm, desconsiderando-se o efeito de borda. Para situações nas quais foi considerado o efeito de borda, o acréscimo na capacidade de ancoragem devido ao aumento do valor de  $h_{ef}$  tendeu a se reduzir à medida em que o pino foi posicionado mais próximo da borda do prisma maciço. A variação do diâmetro da haste do pino, por sua vez, resultou em ganhos efetivos de capacidade resistente à tração pouco expressivos.

### 2.3.9 Costa (2016)

No trabalho de Costa (2016) foram realizadas duas séries de ensaios de arrancamento em conectores com cabeça instalados em elementos de concreto armado. A primeira série teve como objetivo avaliar a influência da fissuração do concreto na capacidade de ancoragem dos conectores, variando-se o valor de  $h_{ef}$  (60 mm a 110 mm) e a taxa de armadura de flexão (0,33% a 3,21%), a qual foi utilizada para controlar o nível de fissuração dos espécimes. Essas taxas de armadura estão em conformidade com os limites apresentados nas recomendações da NBR 6118 (2023) para as armaduras de flexão em vigas de concreto armado (0,15% a 4%) e para as armaduras longitudinais em pilares (0,4% a 4%).

De acordo com os resultados, observou-se que o nível de fissuração influenciou negativamente a resistência do cone de concreto das barras com cabeça, a qual tendeu a reduzir à medida em que o nível de fissuração aumentou. Assim, concluiu-se que a taxa de armadura de flexão pode contribuir para a resistência do cone de concreto ao controlar a abertura de fissura em elementos de concreto mais esbeltos e flexíveis.

Na segunda série, foram executados nove ensaios de arrancamento para investigar a influência da presença de armadura suplementar na resistência do cone de concreto das barras com cabeça usadas como conectores. As principais variáveis foram o diâmetro dos conectores e o espaçamento entre a armadura suplementar e o conector. O comprimento de embutimento e a taxa de armadura de flexão foram mantidos iguais a 110 mm 0,51%, respectivamente. As armaduras suplementares tiveram sua inclinação, o número de pernas e disposição variadas.

Consoante Costa (2016), verificou-se que as armaduras suplementares dispostas mais próximas ao conector e com diâmetros menores foram mais eficientes, ou seja, proporcionaram maiores ganhos na capacidade de ancoragem. O valor de diâmetro máximo o qual proporcionou o maior acréscimo de resistência para comprimentos de embutimento iguais a 110 mm foi igual a 6,3 mm. Diâmetros superiores resultaram em valores de acréscimos de resistência semelhantes àquele obtido para o diâmetro de 6,3 mm. Com a adição de armadura suplementar, a capacidade de ancoragem apresentou aumentos em até 320% em relação ao valor de referência.

### 2.3.10 Chun, Choi e Jung (2017)

De acordo com Chun *et al.* (2017), a norma ACI 318 (2019) apresenta várias limitações quanto ao uso de conectores com cabeça, especialmente em relação à resistência de escoamento da barra, ao cobrimento e aos efeitos do uso de armadura de cisalhamento, devido à falta de verificações experimentais. Para os ensaios simulando conexões viga-pilar externas, foram utilizadas barras de 43 e 57 mm. A ruptura por deslocamento lateral intencional ocorreu pelo impedimento de outros modos de ruptura. O sistema de ensaio utilizado pelos autores é ilustrado na Figura 2.6, com o posicionamento horizontal do espécime e com a ausência de cargas axiais atuantes no pilar.

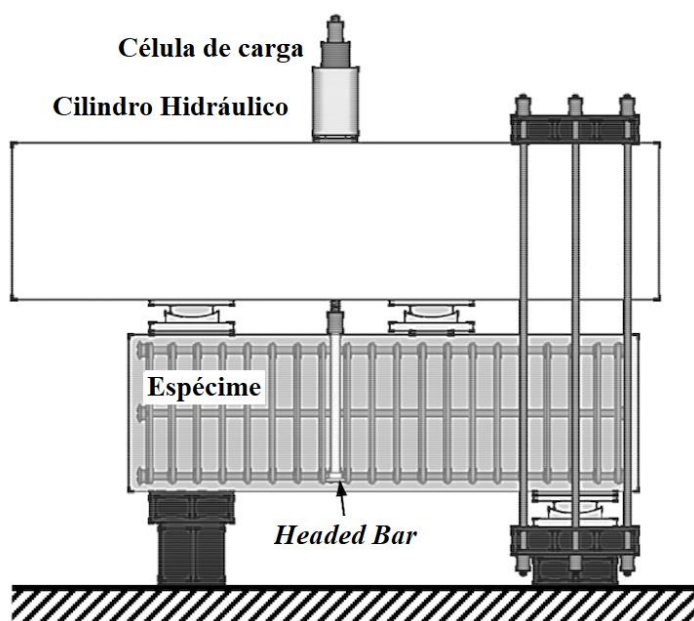


Figura 2.6 - Sistema de ensaio utilizado por Chun, Choi e Jung, 2017  
(Fonte: Adaptado de Chun, Choi e Jung, 2017)

As variáveis estudadas no ensaio foram incluíram o comprimento de embutimento, a resistência do concreto acima de 81 MPa, os cobrimentos de  $1d_{s,L}$  e  $2d_{s,L}$  (sendo  $d_{s,L}$  o diâmetro da barra utilizada) e a armadura de cisalhamento. Os autores observaram que, como todos os espécimes romperam por deslocamento lateral, os que possuíam maior cobrimento apresentaram maior capacidade resistente à tração. A presença de grampos como armadura de cisalhamento também aumentou a capacidade resistente por limitar a propagação de fissuras.

Porém, diferente da observação feita por Marques e Jirsa (1975) em relação ao desempenho de barras ancoradas com ganchos confinadas por estribos, Chun, Choi e Jung (2017) verificaram



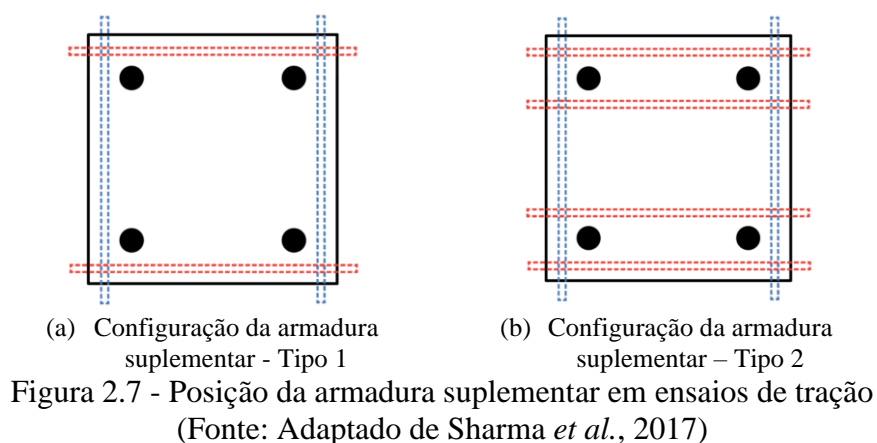
que a utilização de estribos como armadura confinante não aumenta a capacidade de ancoragem de conectores com cabeça. Segundo Chun, Choi e Jung (2017), a ruptura por deslocamento lateral em conectores com cabeça começa na cabeça do conector que, comparada a barras com ganchos, possui uma área de contato (engrenamento) localizada. Por isso, estribos não confinam as barras com cabeça tanto quanto as barras com ganchos.

Por fim, os autores propuseram um modelo de cálculo, com base em uma análise dos resultados experimentais realizados por Bashandy (1996), para estimar a resistência de ancoragem de barras com cabeça em conexões viga-pilar externas, considerando o efeito da armadura de cisalhamento e do cobrimento.

### 2.3.11 Sharma *et al.* (2017)

Sharma *et al.* (2017) realizaram ensaios de tração e cisalhamento em ancoragens embutidas em prismas de concreto armado, levando em consideração a presença de armadura suplementar, a fim de propor um novo modelo mais acurado para estimar a capacidade resistente dessas ancoragens. Para os autores, os modelos presentes no ACI 318 (2019) e na EN 1992-4 (2018) apresentam estimativas imprecisas para a carga última. A partir de análises experimentais, observou-se que os modelos se mostraram conservadores ou não dependendo da configuração e da quantidade de armadura suplementar.

Os ensaios de tração foram realizados com dois tipos de configurações de armadura suplementar: uma constituída por dois estribos (em vermelho na Figura 2.7) e outra por quatro estribos, além dos *hangers* (em azul na Figura 2.7), como pode-se observar a seguir.



A partir dos resultados dos ensaios, plotou-se o gráfico representado na Figura 2.8, no qual foram separadas as forças suportadas pelos estribos e pelo concreto, em função da deformação da ancoragem submetidas a esforços de tração, com o “Tipo 1” de configuração, com diâmetro das barras ( $d_{s,L}$ ) igual a 16,0 mm.

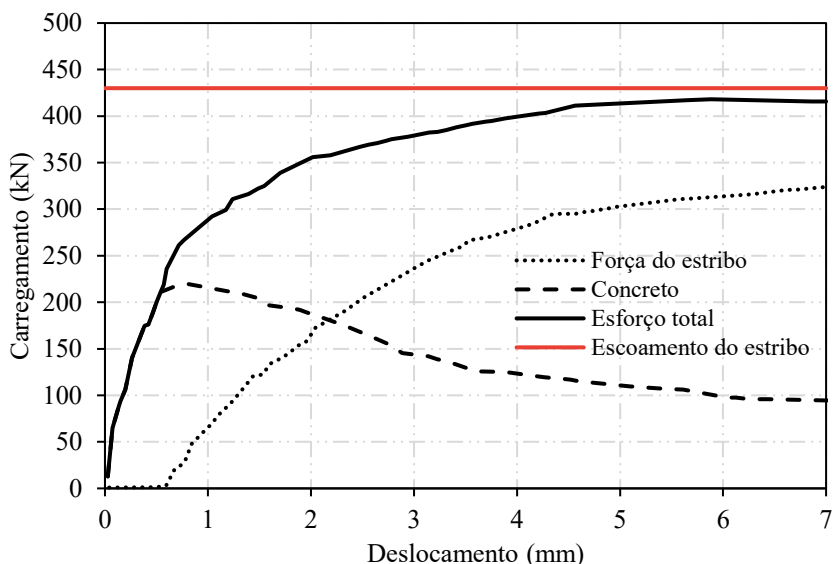


Figura 2.8 - Contribuições independentes do concreto e dos estribos em testes realizados em ancoragens sob esforços de tração com disposição "Tipo 1".  
(Fonte: Adaptado de Sharma *et al.*, 2017, apud Medeiros (2019))

Observou-se que, inicialmente, a força total aplicada é suportada pelo concreto, enquanto a armadura suporta esforços desprezíveis. Porém, a partir do momento em que o concreto atinge um valor semelhante à carga última no concreto não armado, a contribuição da armadura suplementar aumenta significativamente, enquanto a colaboração do concreto começa a diminuir. Mesmo assim, nos testes realizados, a armadura atinge sua máxima participação enquanto o concreto provê menos que a sua carga última, com contribuição diferente de zero, contrariando a previsão da EN 1992-4 (2018). Entretanto, em situações em que a ancoragem possui uma quantidade inferior de armadura suplementar, na carga última, os estribos escoam e a contribuição do concreto é inferior à carga última de ancoragem em concreto não armado.

A partir dessas observações, Sharma *et al.* (2017) propuseram um novo modelo de cálculo para estimar a capacidade resistente de conectores com cabeça o qual é apresentado no decorrer deste trabalho.

### 2.3.12 Silva (2018)

Silva (2018) realizou 34 ensaios de arrancamento em prismas de concreto armado a fim de estudar o comportamento de diferentes tipos de ancoragem submetidas à tração direta sem efeito de borda. O sistema de ensaio utilizado foi o mesmo de Costa (2016). Na análise experimental foram utilizados ganchos de 180°, dobras de 90°, ganchos de 45°, conectores tipo pino com cabeça e barras retas com barras transversais soldadas. Os testes foram executados em três etapas, sendo dezessete modelos ensaiados com comprimento de embutimento igual a 60 mm e diâmetro nominal de 10 mm. Os dezessete modelos restantes tiveram  $h_{ef}$  igual a 110 mm e diâmetro igual a 16 mm.

A referida autora comparou os modelos a partir das deformações medidas nas barras ancoradas e nas armaduras de flexão do prisma, das cargas últimas, dos deslocamentos relativos da ancoragem, dos modos de ruptura, além da geometria de ruptura para cada ensaio. Seus resultados foram comparados com as recomendações normativas e com os modelos teóricos propostos por Regan (2000) e por Sperry *et al.* (2017). Verificou-se que os conectores com cabeça tiveram a maior influência do Estádio III (Aderência mecânica e formação de fissuras radiais), uma vez que, segundo Silva (2018), a cabeça do conector fornece a maior eficiência mecânica, indicando menores intensidades de deslizamento.

A adoção do coeficiente  $k$  apresentado por Regan (2000) na Equação 2.15, igual a 10 para ganchos de 180° e dobras de 90° que não possuíam barras transversais complementares, foi considerado conservador e seguro ao ser comparado com o coeficiente  $k$  obtido através dos ensaios executados, o qual se aproximou de 12. Assim, Silva (2018) concluiu que o modelo proposto por Regan (2000) foi o que melhor se adequou aos resultados obtidos.

## 2.4 PARÂMETROS QUE PODEM INFLUENCIAR NA CAPACIDADE RESISTENTE DE UM CONECTOR

Nesta seção, são apresentados parâmetros que podem influenciar na capacidade resistente de ancoragens embutidas em elementos de concreto e submetidas a esforços de tração. De acordo com a literatura, estes parâmetros podem ser: o comprimento de embutimento, a resistência à compressão do concreto, o diâmetro do conector, o efeito de borda, efeito de agrupamento, a presença de armadura suplementar e o nível de fissuração do concreto, os quais são apresentados a seguir.

### 2.4.1 Comprimento de embutimento

O comprimento de embutimento das barras com cabeça é um dos principais fatores que influenciam na sua capacidade de ancoragem quando sua falha é governada pela ruptura do cone de concreto, conforme Gil-Matín *et al.* (2019), além de ser um parâmetro que intervém nos modos de ruptura, podendo ocasionar a alternância entre um e outro, à medida em que varia.

De acordo com Eligehausen e Sawade (1989), deve-se levar em consideração o efeito escala em relação ao comprimento de embutimento para o cálculo da resistência da ancoragem. Caso contrário, a carga última é subestimada para pequenos comprimentos de embutimento e superestimada para grandes comprimentos. A concordância entre a equação do efeito escala e a equação da mecânica da fratura linear é adequada para todos os comprimentos de embutimento. Para diversos autores, o efeito escala foi observado em seus ensaios, nos quais concluíram que a carga última aumenta na proporção de  $h_{ef}^{1,5}$ .

### 2.4.2 Resistência à compressão do concreto

Um dos principais parâmetros de uma construção de concreto armado é a resistência à compressão do concreto, obtida a partir de ensaios de compressão com corpos de prova moldados na concretagem da estrutura. De acordo com Heilmann (1969), a resistência à tração do concreto ( $f_{ct}$ ) com 28 dias é determinada considerando seu valor proporcional à resistência à compressão elevada a  $2/3(f_c^{2/3})$ .

Porém, a equação superestima a resistência à tração para concretos que possuam  $f_c > 60 \text{ N/mm}^2$ . Assim, segundo Eligehausen *et al.* (2006), para obter um valor de resistência à tração adequado levando em consideração todos os valores de  $f_c$ , pode-se considerar o valor de  $f_{ct}$  como sendo proporcional à resistência à compressão elevada a potência de 0,5 ( $f_c^{0,5}$ ).

### 2.4.3 Diâmetro do conector

Com o objetivo de investigar o desempenho de barras com cabeças pequenas ancoradas em elementos de concreto, Kang *et al.* (2010) realizaram diversos ensaios de arrancamento. As barras pequenas possuíam razão entre área da cabeça e área transversal da barra de aço variando de 3,6 a 3,8. Os autores concluíram, a partir dos resultados dos ensaios, que as resistências últimas das barras com cabeças grandes (razões entre área da cabeça e área da barra iguais a 5,5) eram maiores em comparação com aquelas cujas cabeças eram consideradas pequenas.

Comportamento semelhante foi observado por Ozbolt *et al.* (1999) que em seu trabalho realizou análises computacionais variando o tamanho da cabeça do conector entre pequeno (razão entre diâmetro da cabeça e comprimento de embutimento igual a 0,25), médio (razão igual a 0,3) e grande (razão igual a 0,56), mantendo constante o comprimento de embutimento. Os resultados mostraram que a resistência aumenta com o aumento da razão, já que a superfície de ruptura gerada é maior em conectores com cabeças maiores.

### 2.4.4 Efeito de borda

De acordo com a norma ACI 318 (2019), a inclinação do ângulo de ruptura formado com a horizontal ( $\alpha$ ) é de aproximadamente  $35^\circ$ , e a projeção da área de falha na superfície superior do prisma, com formato quadrado, possui lados de  $1,5h_{ef}$  ao redor da barra ancorada. A partir disso, pode-se concluir que a resistência da ancoragem será reduzida caso a distância do conector até a borda seja menor que  $1,5h_{ef}$ . A redução da capacidade resistente da ancoragem no modelo de cálculo é considerada através de um fator multiplicador na carga última e, no cálculo de seu valor, caso haja duas bordas em proximidades menores que o limite especificado, deve ser utilizada a menor distância na equação. Tal cálculo é apresentado na seção 2.5.

Segundo Eligehausen *et al.* (2006), a proximidade da borda produz o mesmo efeito que a presença de fissuras no concreto, uma vez que o cone não consegue ser desenvolvido em sua

forma completa, diminuindo a carga última. De acordo com Costa (2016), esta redução é decorrente da mudança de distribuição de tensões que ocorre pela interrupção da projeção do cone de concreto, de modo similar ao que ocorre em concretos fissurados.

#### 2.4.5 Efeito de agrupamento

Para o cálculo da capacidade máxima de ancoragem de conectores isolados, deve-se considerar uma distância mínima entre outras barras embutidas no prisma. Caso ela seja menor que a distância mínima requerida, a capacidade de ancoragem sofrerá uma redução em seu valor por haver sobreposição entre os cones de concreto formados, como apresentado na Figura 2.9.

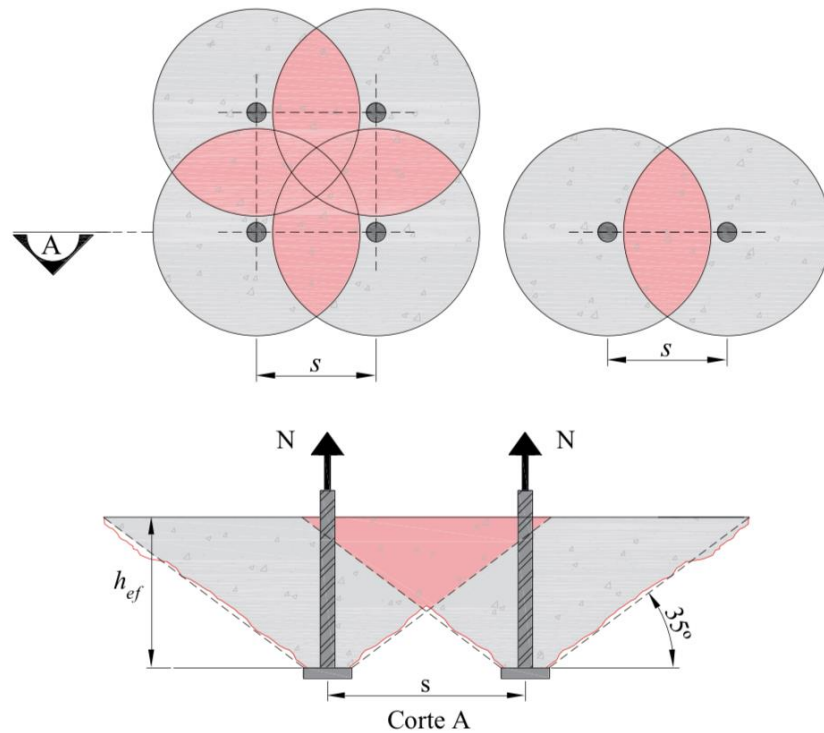


Figura 2.9 - Projeção dos cones de ruptura de conectores com cabeça sob influência do efeito de agrupamento (espaçados entre si por uma distância  $s$  inferior a  $3h_{ef}$ )  
(Fonte: Costa, 2016)

A partir das especificações do ACI 318 (2019) sobre a projeção da fissuração possuir diâmetro de  $1,5h_{ef}$ , pode-se dizer que a distância entre dois conectores, para que não haja efeito de grupo, deve ser no mínimo igual a  $3h_{ef}$ , evitando a superposição das áreas dos cones de ruptura.

#### **2.4.6 Armadura suplementar**

A utilização de armadura suplementar próxima ao conector é uma alternativa para situações em que é necessário um aumento considerável na carga última resistida pela ancoragem, sem aumentar o comprimento de embutimento. O modelo apresentado na EN 1992-4 (2018) considera que armadura suplementar efetiva é aquela situada a uma distância igual ou inferior a  $0,75 h_{ef}$  dos conectores e cujo comprimento de ancoragem dentro da projeção do cone de concreto é igual ou superior a quatro vezes o diâmetro do estribo. Costa (2016) ratifica que a eficiência da utilização desse tipo de armadura depende diretamente da distância entre ela e o conector, estando o aumento da capacidade de ancoragem ligado a redução dela.

O modelo apresentado na EN 1992-4 (2018) propõe que no cálculo da carga última suportada por uma ancoragem deve-se considerar apenas o maior valor entre a resistência pela ruptura do cone de concreto e a resistência pela ruptura da armadura. Porém, como apresentado anteriormente, Sharma *et al.* (2017), a partir da análise dos resultados dos ensaios, concluíram que a capacidade de ancoragem era subestimada quando havia armadura suplementar. Os autores afirmaram que a capacidade de ancoragem deveria ser considerada como a soma das parcelas de contribuição do aço e do concreto simultaneamente.

#### **2.4.7 Nível de fissuração do concreto**

Em várias situações, as estruturas de concreto armado são projetadas para que a aparição de fissuras ocorra em estado de serviço, porém, usualmente, nos ensaios que tendem a estudar o comportamento de conectores com cabeça, a influência da presença de fissuras no concreto é negligenciada (ELIGEHAUSEN E BALOGH, 1995).

A partir desta consideração, os referidos autores estudaram resultados de diversos ensaios de arrancamento de conectores com cabeça em concreto fissurado e não fissurado, por meio da ruptura pelo cone de concreto e concluíram que a carga última é superior em concretos não fissurados, como era esperado. Outra análise feita foi a influência da abertura de fissuras ( $w$ ) na capacidade de ancoragem dos conectores, e fora concluído que para  $w = \approx 0,3$  mm, a resistência do cone de concreto é reduzida a 75% do valor da resistência em concretos não fissurados. À medida que  $w$  aumenta, a resistência tende a diminuir gradativamente (ELIGEHAUSEN E BALOGH, 1995).

Ainda segundo os referidos autores, a baixa carga última da ruptura pelo cone de concreto é influenciada por distúrbios de tensões resultantes das fissuras presentes na área de transferência de tensões. Caso o conector esteja situado em uma fissura larga o suficiente para impossibilitar a transferência das tensões de modo perpendicular a ela, então a distribuição de tensões é alterada e a área disponível para a transferência dos esforços é reduzida.

## 2.5 CAPACIDADE DE ANCORAGEM PELA RUPTURA DO CONE DE CONCRETO

Nesta seção são apresentados modelos teóricos para o cálculo da capacidade de ancoragem de conectores com cabeça submetidos à tração previstos nas normas EN 1992-4 (2018) EOTA/ETAG Anexo C (2010), e ACI 318 (2019), assim como aqueles propostos por Regan (2000), INFASO (2012) e Sharma *et al.* (2017).

### 2.5.1 EN 1992-4 (2018)

O modelo de cálculo previsto na EN 1992-4 (2018) para determinar a capacidade resistente de um conector ou grupo de conectores para situações em que a falha é regida pela ruptura do cone de concreto é apresentado na Equação 2.2 a seguir.

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \quad \text{Equação 2.2}$$

Onde:

$\psi_{A,N}$  é o fator que considera efeitos geométricos relacionados aos espaçamentos entre conectores e à distância dos tais até a borda. Consiste na razão entre a verdadeira superfície de falha pelo cone de concreto de todos os conectores  $A_{c,N}$ , definida no item 7.2.1.6 da norma EN 1992-4 (2018), e a área de projeção de falha pelo cone de concreto de um conector  $A_{c,N}^0$ , que equivale a  $9h_{ef}^2$ ;

$\psi_{s,N}$  é o fator que considera a influência das bordas do elemento estrutural na distribuição de tensões no concreto. Para ancoragens que estejam posicionadas em cantos, a menor distância até a borda  $c_{a,min}$  será considerada na Equação 2.3;

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_{a,min}}{1,5h_{ef}} \leq 1,0 \quad \text{Equação 2.3}$$



$\Psi_{ec,N}$  é o fator que considera a redução da capacidade de um grupo de ancoragens quando estas estão submetidas a esforços de tração não uniformes em conectores individuais, ou seja, carregamentos excêntricos, sendo calculado pela Equação 2.4;

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2e'_N / 3h_{ef}} \leq 1,0 \quad \text{Equação 2.4}$$

$\Psi_{re,N}$  é o fator relacionado ao efeito negativo das armaduras quando estas são estreitamente dispostas no elemento de concreto e é aplicado para conectores cujo comprimento de embutimento é inferior a 100 mm. Caso o espaçamento entre as barras, para qualquer diâmetro seja maior que 150 mm, e, para diâmetros menores que 10 mm, seja maior que 100 mm, o fator assume valor igual a 1,0. Caso contrário, pode-se obter seu valor pela Equação 2.5;

$$\Psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \quad \text{Equação 2.5}$$

$N_{Rk,c}^0$  é a resistência de uma única ancoragem, desconsiderando o efeito de agrupamento ou de borda, e é determinada através da Equação 2.6.

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.6}$$

Onde:

$k_1$  é um fator relacionado ao tipo de ancoragem e suas respectivas dimensões, sendo igual a 8,9 para o concreto fissurado e 12,7 para o concreto não fissurado. Esta redução no valor da capacidade do cone de concreto na presença de fissuras está relacionada a perturbação da distribuição de tensões no concreto.

A norma recomenda também que, caso seja utilizada armadura suplementar, a resistência última da ancoragem será suportada ou pelo cone de concreto ou pela armadura suplementar, o que apresentar maior resistência a ruptura. Ou seja, caso o cone de concreto possua resistência mais elevada à ruptura, a armadura suplementar não irá influenciar no valor de carga última, contudo, se a resistência da ruptura do cone for inferior, a resistência última da ancoragem será resistida apenas pela armadura suplementar.

Quanto à resistência à tração da armadura suplementar, é necessária a realização de duas verificações: o escoamento das barras da armadura suplementar e a falha de ancoragem da armadura no cone de concreto. Concluídas essas verificações, deve-se utilizar, para fins de comparação com a resistência à ruptura do cone de concreto, o menor valor de resistência obtido. A primeira verificação é realizada conforme descrito na Equação 2.7, apresentada a seguir.

$$N_{u,aa} = n \cdot A_{s,aa} \cdot f_{y,aa} \quad \text{Equação 2.7}$$

Onde:

$N_{u,aa}$  é a resistência de escoamento das barras componentes da armadura suplementar;

$n$  é o número de pernas da armadura suplementar;

$A_{s,aa}$  é a área da seção transversal da armadura suplementar;

$f_{y,aa}$  é a tensão de escoamento da armadura suplementar.

A segunda verificação, associada a falha de ancoragem da armadura no cone de concreto, é dada pela Equação 2.8. Este modelo considera que a armadura suplementar estará suficientemente ancorada, porém poderá ocorrer o deslizamento das barras dentro do cone de concreto.

$$N_{u,aab} = \sum_n \left( \frac{l_1 \cdot u \cdot f_{bd}}{\alpha_{aa}} \right) \quad \text{Equação 2.8}$$

Onde:

$l_1$  é comprimento de ancoragem da armadura suplementar no cone de concreto;

$u$  é a perímetro de uma barra da armadura suplementar;

$f_{bd}$  é igual  $k_6 \cdot k_7 \cdot f_{bd}^0$

$f_{bd}^0$  é a resistência de aderência de projeto de acordo com o CEB-FIB Model Code 1990 (1993);

$k_6$  é um fator que considera a posição da barra durante a concretagem, sendo igual a 1 para boas condições de aderência e igual a 0,7 para todos os outros casos;

$k_7$  é um fator que considera o efeito de confinamento do concreto na resistência de aderência, com valor igual a 1,0 para cobrimento da armadura suplementar  $\leq 10 d_s$  e 1,5 para cobrimento  $> 10 d_s$ ;

$\alpha_{aa}$  é um fator que considera a dobra ou laço da armadura suplementar, sendo igual a 0,7.

## 2.5.2 ACI 318 (2019)

O modelo de cálculo previsto no ACI 318 (2019) para verificar a possibilidade de falha pela ruptura do concreto é oriundo do método da capacidade do cone de concreto (CCD – *Concrete cone design method*). Este, que é uma adaptação do método Kappa, foi desenvolvido por Fuchs *et al.* (1995) e aprimorado por Eligehausen e Balogh (1995) para incorporar a influência do nível de fissuração do concreto no comportamento dos conectores (ELIGEHAUSEN e FUCHS, 1988).

Neste método apresentado no ACI 318 (2019), o ângulo de ruptura do cone de concreto é considerado como sendo de aproximadamente  $35^\circ$ . A capacidade de ancoragem, seja de um único conector ou de um grupo de conectores, é calculada com base em diversos parâmetros, incluindo o número de conectores, a área de projeção de falha, o centro de aplicação da carga, a presença ou não de fissuras e a distância até a borda. Portanto, para uma barra ancorada submetida a esforços de tração, cuja falha seja regida pela ruptura do concreto, a resistência última ao arrancamento é dada pela Equação 2.9a e para um grupo de conectores ela é determinada com base na Equação 2.9b.

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_b \quad \text{Equação 2.9a}$$

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_b \quad \text{Equação 2.10b}$$

Onde:

$A_{Nco}$  é a máxima projeção da superfície de falha de concreto para uma única ancoragem,  $9h_{ef}^2$ ;

$A_{Nc}$  é a máxima projeção da superfície de falha para um grupo de ancoragens, ajustada para considerar o efeito de agrupamento e de borda quando o cobrimento lateral é inferior a  $1,5h_{ef}$ . Caso contrário,  $A_{Nc}$  é igual a  $A_{Nco}$ ;

$\Psi_{ec,N}$  é o fator de modificação para grupos de ancoragem carregados excêntricamente sob tração que deve ser calculado de acordo com o item 17.4.2.4 do ACI 318 (2019);

$\Psi_{ed,N}$  é o fator de modificação para efeitos de borda para âncoras simples ou grupos de âncoras carregados sob tração. Para os casos em que a distância mínima até a borda é superior a  $1,5h_{ef}$ , ele vale 1. Caso contrário, deve ser calculado conforme o item 17.4.2.5b do ACI 318 (2019). Esse fator é análogo ao  $\Psi_{s,N}$  apresentado do modelo de cálculo da EN 1992-4 (2018);

$\Psi_{c,N}$  é um fator de modificação para o concreto não fissurado sob carga de serviço. Assume o valor de 1,25 para âncoras pré-instaladas e 1,4 para aquelas pós-instaladas;

$\Psi_{cp,N}$  é o fator de modificação para âncoras pós-instaladas em concreto não fissurado, sem a presença de armaduras suplementar para combater o fendilhamento, e é definido conforme os itens 17.5.2.6 do ACI 318 (2019);

$N_b$  é a resistência básica à ruptura do concreto de uma única ancoragem submetida a esforços de tração e o seu valor limite deve ser determinado pela Equação 2.10.

$$N_b = k_c \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.10}$$

Onde:

$k_c$  é igual a 10 para ancoragens pré-instaladas e 7 para pós-instaladas;

$\lambda_a$  é o fator de modificação relacionado às propriedades mecânicas reduzidas do concreto leve. Para o concreto normal moldado *in loco* este valor é igual a 1.

O ACI 318 (2019) também possui recomendações para conectores com armadura suplementar, seguindo as mesmas diretrizes recomendadas pela EN 1992-4 (2018).

### 2.5.3 EOTA/ETAG Anexo C

Para a estimativa da capacidade resistente de um conector cuja falha é governada pela ruptura do cone de concreto, esta norma apresenta um modelo de cálculo semelhante ao que é previsto na norma EN 1992-4 (2018), conforme mostra a Equação 2.11.

$$N_{u,EOTA/ETAG} = N_u^0 \cdot \psi_{re,N} \quad \text{Equação 2.11}$$

Onde:

$N_u^0$  é a resistência de um conector, dada pela Equação 2.12.

$$N_u^0 = 1,118 \cdot k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.12}$$

Onde:

$k_1$  é igual a 7,2 e 10,1 para concreto fissurado e não fissurado, respectivamente;

$f_c$  é a resistência à compressão do concreto em corpo de prova cilíndrico (N/mm<sup>2</sup>);

$h_{ef}$  é o embutimento de ancoragem efetivo do conector (mm);

$\psi_{re}$  é o fator que considera o efeito do espaçamento da armadura do elemento de concreto na resistência à tração do conector, sendo obtido a partir da Equação 2.13 e Equação 2.14.

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \begin{cases} s_r < 150 \text{ mm (para qualquer } d_s) \\ s_r < 100 \text{ mm (para } d_s < 10 \text{ mm)} \end{cases} \quad \text{Equação 2.13}$$

$$\psi_{re,N} = 1,0 \begin{cases} s_r \geq 150 \text{ mm (para qualquer } d_s) \\ s_r \geq 100 \text{ mm (para } d_s < 10 \text{ mm)} \end{cases} \quad \text{Equação 2.14}$$

Onde:

$s_r$  é o espaçamento da armadura do elemento de concreto armado (mm);

$d_s$  é o diâmetro da armadura do elemento de concreto (mm).

#### 2.5.4 Regan (2000)

O modelo de cálculo proposto por Regan (2000) é produto de uma investigação da eficiência de vários mecanismos de ancoragem, dentre eles o conector com cabeça. Com base em seus resultados, o autor formulou a Equação 2.15 que estima a capacidade resistente de conectores submetidos à tração. Este modelo é uma adaptação como uma adaptação do CEB 90 (1993).

$$N_{u,REGAN} = k \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.15}$$

Onde:

$k$  é igual a 14 para as situações em que a barra de ancoragem for do tipo conector com cabeça, ganchos com 180° e dobras com 90°, feita em torno de barras horizontais, com comprimento igual ou superior a  $h_{ef}$  (sem efeito de borda) e extensão de pelo menos seis vezes o diâmetro nominal da barra ancorada. É igual a 10 para os demais casos de ancoragem.

Portanto, uma vez que o modelo de cálculo desenvolvido por Regan (2000) foi desenvolvido para conectores instalados em elementos de concreto armado sem a consideração de efeito de borda, efeito de agrupamento ou armadura suplementar, para a sua utilização nesta pesquisa foi necessário considerar os fatores modificadores de uma norma que abrangesse esse problema em suas considerações. Com esta finalidade, foram utilizadas as provisões teóricas da norma EN 1992-4 (2018).

### 2.5.5 INFASO (2012)

Para a estimativa da capacidade resistente de conectores com falha governada pela ruptura do cone de concreto e sem a consideração de armadura suplementar, este método de cálculo se assemelha às provisões normativas da EN 1992-4 (2018). Nos casos em que há influência de armadura suplementar na capacidade resistente do conector, sua capacidade de ancoragem é dada por duas parcelas de contribuição, uma do aço e outra do concreto. Concernente aos modos de ruptura de conectores submetidos a solicitações de tração, o método apresenta duas possibilidades: a ruptura do cone de concreto associada ao escoamento da armadura e a ruptura do cone de concreto associada a falha de ancoragem da armadura suplementar.

A capacidade resistente à tração para o primeiro modo de ruptura apresentado é dada pela Equação 2.16.

$$N_u = N_u^0 + N_{u,aa} + \delta_{y,aa} \cdot k_{c,de} \quad \text{Equação 2.16}$$

Onde:

$N_u^0$  é a resistência à tração de um conector isolado (N) sem armadura suplementar, assumindo os mesmos valores apresentados por EN 1992-4 (2018);

$N_{u,aa}$  é a resistência da armadura suplementar (N), considerando o escoamento das barras, assumindo o mesmo valor apresentado por EN 1992-4 (2018);

$\delta_{y,aa}$  é o deslocamento resultante da carga de escoamento da armadura suplementar  $N_{u,aa}$  (mm), determinado pela Equação 2.17.

$$\delta_{y,aa} = \frac{2 \cdot N_{u,aa}^2}{\alpha_s \cdot f_c \cdot d_s^4 \cdot n_{aa}^2} \quad \text{Equação 2.17}$$

Onde:

$\alpha_s$  é o fator da componente do escoamento da armadura suplementar, sendo igual a 12100;

$d_s$  é o diâmetro da barra do conector;

$k_{c,de}$  é a rigidez do cone de concreto, calculada pela Equação 2.18 a seguir.

$$k_{c,de} = \alpha_c \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_c} \quad \text{Equação 2.18}$$

Onde:

$\alpha_c$  é o fator da componente de ruptura do cone de concreto, igual a -537.

A capacidade resistente à tração considerando a ruptura do cone associada a falha de ancoragem da armadura suplementar por perda de aderência é dada pela Equação 2.19.

$$N_u = N_u^0 + N_{u,aa,b} + \delta_{y,aa,b} \cdot k_{c,de} \quad \text{Equação 2.19}$$

Onde:

$N_{u,aa,b}$  é a carga de ruptura no caso da falha de ancoragem da armadura suplementar, obtida por meio da Equação 2.20 a seguir.

$$N_{u,aa,b} = n_{aa} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bu} \quad \text{Equação 2.20}$$

Onde:

$n_{aa}$  é o número de pernas da armadura suplementar;

$l_1$  é o comprimento de ancoragem da armadura suplementar no cone de concreto;

$d_s$  é o diâmetro da barra da armadura suplementar;

$f_{bu}$  é a resistência de aderência entre a armadura complementar e o concreto, calculada de acordo com a Equação 2.21.

$$f_{bu} = 2,25 \cdot f_{ct} \quad \text{Equação 2.21}$$

Onde:

$f_{ct}$  é a resistência à tração do concreto.

$\delta_{y,aa,b}$  é o deslocamento correspondente à carga em que ocorre a falha de ancoragem da armadura suplementar, obtida por meio da Equação 2.22 a seguir.

$$\delta_{y,aa,b} = \frac{2 \cdot N_{u,aa,b}^2}{\alpha_s \cdot f_c \cdot d_s^4 \cdot n_{aa}^2} \quad \text{Equação 2.22}$$

### 2.5.6 Sharma *et al.* (2017)

O modelo proposto por Sharma *et al.* (2017) para avaliar a influência da armadura suplementar na capacidade de ancoragem das barras com cabeça é uma versão modificada do originalmente desenvolvido por Schmid (2010). Em geral, para o cálculo da carga última de conectores em concretos não armados, este novo modelo utiliza as equações dadas na EN 1992-4 (2018).

Para os casos em que as pernas de estribos atuam como armaduras suplementares, a capacidade de carga destas é obtida por meio de duas parcelas: a contribuição do gancho ( $N_{Rm,hook}^o$ ) e a contribuição da aderência ( $N_{Rm,bond}^o$ ). A formulação para a capacidade de ancoragem média de uma perna do estribo é apresentada na Equação 2.23.

$$N_{Rm,s}^o = N_{Rm,hook}^o + N_{Rm,bond}^o \leq A_{s,s} \cdot f_{ym} \quad \text{Equação 2.23}$$

Onde:

$A_{s,s}$  é a área da seção de uma perna do estribo e  $f_{ym}$  é a tensão média de escoamento do aço do estribo.



Para as pernas consideradas efetivas – aquelas situadas a uma distância igual ou inferior a  $0,75h_{ef}$  dos conectores e cujo comprimento de ancoragem dentro da projeção do cone de falha é igual ou superior a quatro vezes o diâmetro do estribo – o valor médio de contribuição do gancho para uma única perna do estribo é dado pela Equação 2.24.

$$N_{Rm,hook}^o = \Psi_1 \cdot \Psi_2 \cdot \Psi_3 \cdot A_s \cdot f_{ym} \cdot \left( \frac{f_{cm,cubo}}{30} \right)^{0,1} \quad \text{Equação 2.24}$$

Onde:

$\Psi_1$  é o fator que considera a influência da posição do estribo. É igual a 0,95 para estribos dispostos entre os conectores mais externos e para aqueles posicionados de forma externa aos conectores os quais são primeiramente interceptados pela fissura. Caso estes atinjam o escoamento, o valor do fator modificador passa a ser  $\Psi_{1,2} = 0,95$ , caso contrário  $\Psi_{1,2} = 0,16$ ;

$\Psi_2$  é o fator que considera a influência do diâmetro da armadura superficial (para tração) ou para a armadura da borda (para cisalhamento),  $d_{s,L}$ , com relação ao diâmetro do estribo,  $d_s$ , conforme mostra a Equação 2.25.

$$\Psi_2 = \left( \frac{d_{s,L}}{d_s} \right)^{2/3} \leq 1,2 \quad \text{Equação 2.25}$$

$\Psi_3$  considera a influência do comprimento de ancoragem da perna do estribo no corpo de ruptura,  $l_1$ , e é calculado conforme a Equação 2.26 para tensões de tração.

$$\Psi_3 = \left( \frac{l_1}{h_{ef}} \right)^{0,4} \cdot \left( \frac{10}{d_s} \right)^{0,25} \quad \text{Equação 2.26}$$

A contribuição da aderência de uma única perna do estribo é dada na Equação 2.27:

$$N_{Rm,bond}^o = \pi \cdot d_s \cdot (l_1 - l_{1,min}) \cdot f_{bm} / \alpha_2 \quad \text{Equação 2.27}$$

Onde:

$l_{1,min}$  é o comprimento mínimo de ancoragem ( $4d_s$ ) e  $f_{bm}$  é a força média de adesão;

$\alpha_2$  é o fator que considera a influência do cobrimento na força de aderência definida pela Equação 2.28. A variável  $c_d$  consiste no cobrimento da perna do estribo em qualquer direção ou metade da distância sem entre dois estribos adjacentes, sem qualquer obstrução.

$$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - d_s) \quad \text{Equação 2.28}$$

Assim, a resistência total média das armaduras suplementares ( $N_{R,ms}$ ) dos conectores sob carregamentos de tração é dada como a soma das capacidades de todas as pernas efetivas dos estribos.

Conforme Sharma *et al.* (2017), a avaliação de resultados experimentais evidenciou que o concreto suporta uma porcentagem significativa da carga última quando regida pela ruptura do cone em concreto não armado. Assim, este método de cálculo considera que aproximadamente 50% da carga de ruptura do cone para uma ancoragem, no pico do carregamento, é absorvida pelo concreto não armado e o restante pela armadura suplementar. Portanto, a resistência média à tração de uma ancoragem com armadura suplementar é dada pela Equação 2.29.

$$N_{Rm} = 0,5 \cdot N_{Rm,c} + N_{Rm,s} \geq N_{Rm,c} \quad \text{Equação 2.29}$$

Onde:

$N_{Rm,c}$  é igual a resistência média da ancoragem regida pela falha do cone de concreto,  $N_{Rk,c}$ , apresentada na norma EN 1992-4 (2018).

### 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

#### 3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este trabalho investiga a resposta experimental de barras com cabeça pré-instaladas em elementos de concreto armado, utilizadas como conectores, sob cargas de tração. São avaliadas as influências do efeito de borda e efeito de grupo, do comprimento de embutimento, da presença de armadura suplementar e da resistência à compressão do concreto na resistência última à tração. Os elementos de concreto foram projetados com base no modelo apresentado por Sperry *et al.* (2017) de maneira a simular uma conexão viga-pilar, no entanto, sem a concretagem da viga. Tal estratégia visou simplificar o sistema de ensaio. Vale ressaltar que o projeto desses espécimes foi inspirado em conexões viga-pilar semirrígidas de um edifício industrial pré-moldado em concreto armado, sem transferência de momento ou esforço cortante por meio do conector (ver Figura 3.1).

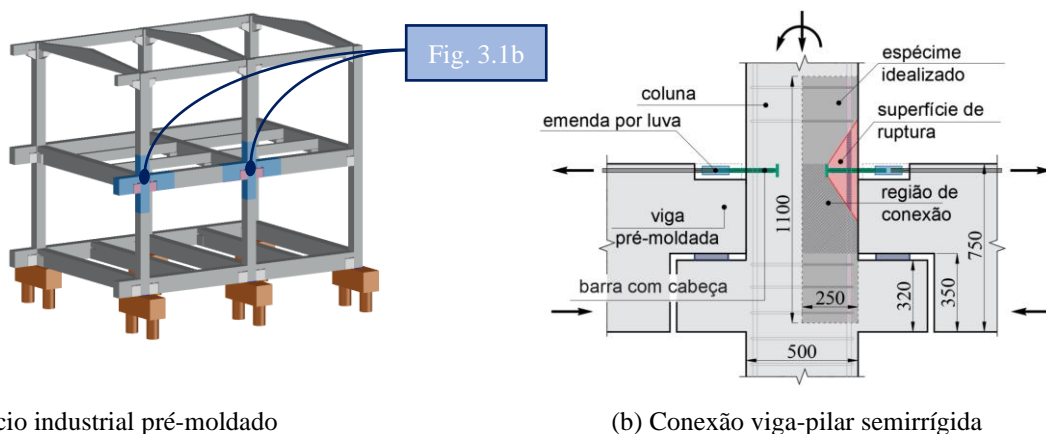


Figura 3.1 - Barras com cabeça embutidas em elementos de concreto armado pré-moldados

O programa experimental é composto por três séries de ensaio, totalizando 38 espécimes cujo comprimento e altura são fixos, respectivamente 1100 e 250 mm, e com largura variando entre 225 e 590 mm. É importante mencionar que, na fase de projeto, os elementos de concreto foram dimensionados de maneira que o ensaio de arrancamento pudesse ser executado com a peça não fissurada, em condições de boa aderência e com a falha governada pela ruptura do cone de concreto.

As barras com cabeça, que simulavam as armaduras de flexão das vigas, tinham haste com diâmetro variando entre 12,5 mm e 20,0 mm e cabeça com diâmetro igual a três vezes o da

haste. Foi previsto o arrancamento de duas barras com cabeça em cada ensaio. Essas foram instaladas de maneira alinhada e simétrica em relação ao eixo longitudinal do elemento de concreto armado. O comprimento de ancoragem variou entre 60 mm e 150 mm e a resistência característica à compressão especificada do concreto foi igual a 35 MPa aos 28 dias.

Para a realização das análises, foram coletados dados referentes à carga de tração aplicada, à deformação e deslizamento das barras com cabeça, à deformação dos estribos nos casos em que eles foram utilizados como armadura suplementar, e à deformação da armadura longitudinal, bem como ao deslocamento vertical dos elementos de concreto, provocado pelo efeito de flexão. Também foi feito um mapeamento de fissuras nos espécimes com armadura suplementar para analisar o desenvolvimento das tensões nas proximidades do conector. Todos esses ensaios de arrancamento foram realizados no Laboratório de Estruturas (LABEST-UnB) da Universidade de Brasília.

Vale destacar que os ensaios experimentais realizados por Costa (2016) foram utilizados como base para a investigação do impacto da armadura suplementar na resistência última à tração das barras com cabeça quando sujeitas aos efeitos de borda e de grupo. Portanto, nesta seção, também serão apresentados dados experimentais e características construtivas de 16 espécimes ensaiados por Costa (2016), os quais serviram como referência no desenvolvimento das análises.

Adicionalmente, apresentam-se resultados parciais de uma série exploratória de 8 espécimes nos quais instalou-se conectores tipo “U”, fabricados de acordo com diretrizes da norma ACI 318 (2019) no que diz respeito ao diâmetro do pino de dobramento, que é de 6 vezes o diâmetro da barra. Esses conectores foram idealizados a partir de um modelo anterior projetado para ancorar paredes em pilares, em uma obra no estado do Pará, e tinham luvas em suas extremidades, como apresentado na Figura 3.2. Nesta pesquisa, a região de emenda foi eliminada com o objetivo de agilizar o processo construtivo e prevenir falhas nas luvas.

Entre as principais motivações para a realização deste estudo destaca-se a ausência de equações normativas específicas para estimar a resistência à tração de conectores tipo “U”, bem como a falta de investigações sobre o impacto do efeito de borda, do efeito de grupo e da presença de armadura suplementar na resposta experimental à tração desses conectores.



Figura 3.2 - Conectores “U” usados como base para idealizar aqueles desta pesquisa

### 3.2 CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS ESPÉCIMES

Conforme Eligehausen (1984), o nível de fissuração no elemento de concreto pode reduzir a resistência última à tração de conectores com cabeça em cerca de 30% para aberturas de fissura variando entre 0,3 mm e 0,5 mm. Assim, uma das formas de atenuar essa queda no desempenho da ancoragem consiste em limitar a abertura de fissuras por meio da taxa de armadura longitudinal. Com essa finalidade, utilizando-se provisões da norma ABNT NBR 6118 (2023) para estimar as aberturas de fissura, variou-se a taxa de armadura longitudinal do elemento de concreto entre 1,27% e 1,79% para controlar o nível de fissuração do concreto. Buscou-se manter o valor das aberturas de fissura inferior a 0,03 mm.

A execução dos 38 espécimes componentes do programa experimental foi realizada em 3 séries de ensaios e esses foram divididos em 4 grupos, conforme os principais parâmetros investigados. O grupo 1 (G1) teve como principal parâmetro de análise a influência do efeito de borda no comportamento e na resistência à tração do conector ( $N_u$ ). O grupo 2 (G2) investigou a influência simultânea dos efeitos de borda e de grupo no valor de  $N_u$ . Esses espécimes tiveram praticamente as mesmas características construtivas dos espécimes G1, com exceção do espaçamento entre barras com cabeça ( $s$ ), que foi reduzido.

Os grupos 3 e 4 (G3 e G4) tiveram como referência, respectivamente, os espécimes do grupo G1 e G2, mantendo suas características construtivas, mas com a adição de armadura suplementar para investigar a influência dessa no desempenho dos conectores. Com esta finalidade, estribos e armaduras de proteção contra flambagem foram dispostos a uma distância inferior a 0,75 vezes o comprimento de ancoragem ( $h_{ef}$ ) em relação ao centro da perna do

conector, conforme recomendações da norma EN 1992-4 (2018). O Quadro 3.1 resume os principais parâmetros investigados em cada um dos grupos supracitados.

Quadro 3.1 - Descrição construtiva dos modelos experimentais

Grupo	Variáveis		
	<i>Efeito de borda</i>	<i>Efeito de agrupamento</i>	<i>Armadura Suplementar</i>
<b>G1</b>	✗		
<b>G2</b>	✗	✗	
<b>G3</b>	✗		✗
<b>G4</b>	✗	✗	✗

No que concerne à execução das séries de ensaios, a primeira foi composta por 14 espécimes, 6 pertencendo ao G1, 6 ao G2 e dois ao G3. Na segunda série de ensaios foram executados um total de 12 espécimes que tinham como referência aqueles realizados na série 1, mas com a adição de armadura suplementar, metade pertencendo ao G3 e a outra ao G4. Na série 3 foram refeitos os 12 espécimes da série 2, mas com um diferente valor de resistência à compressão do concreto, possibilitando análises da influência desse parâmetro na eficiência da armadura suplementar. A Figura 3.3 apresenta um resumo dos espécimes componentes do programa experimental.

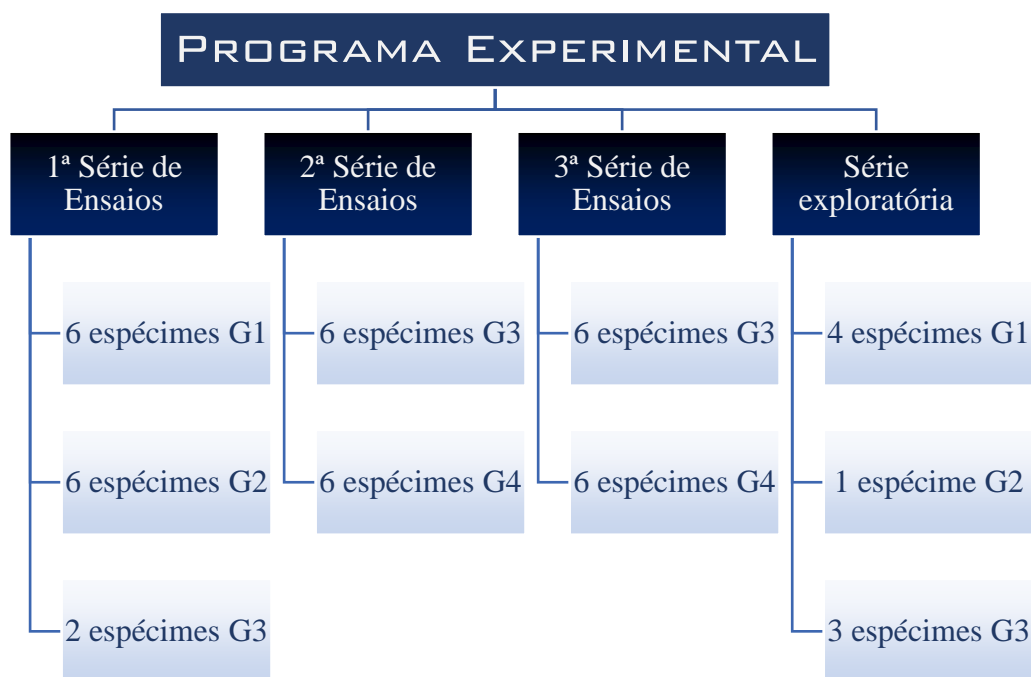


Figura 3.3 - Resumo do programa experimental

Visando estabelecer um padrão construtivo que propiciasse uma análise comparativa entre os diferentes espécimes, parâmetros foram variados de forma a manter constantes algumas razões entre esses. Com o objetivo de investigar o efeito de borda, variou-se o valor de  $h_{ef}$  de maneira que a razão entre a distância até a borda e o comprimento de ancoragem ( $c_{a1}/h_{ef}$ ) assumisse valores entre 0,45 e 1,25, aproximadamente. Conforme disposições do ACI 318 (2019), ancoragens com o  $h_{ef}$  profundo ( $c_{a1}/h_{ef} < 0,4$ ) tendem a falhar pelo deslocamento lateral do concreto (“*side-face blowout*”). Assim, como neste trabalho objetivou-se que a falha fosse governada pela ruptura do cone de concreto (“*concrete cone breakout*”), o valor desta razão foi mantido igual ou superior a 0,4 em todos os casos.

Com base em disposições das normas ACI 318 (2019) e EN 1992-4 (2018), para averiguar a interferência do efeito de grupo no valor de  $N_u$ , variou-se a largura dos espécimes ( $b_w$ ) de maneira que a razão entre o espaçamento entre os conectores e o comprimento de embutimento ( $s/h_{ef}$ ) fosse aproximadamente igual a 2. Naqueles onde o efeito de grupo não era objeto de estudo, o valor de  $s/h_{ef}$  foi mantido aproximadamente igual a 3.

Para facilitar a visualização das características dos espécimes, adotou-se uma nomenclatura que facilita a identificação dos parâmetros avaliados. A letra inicial indica o tipo de conector, tendo sido utilizada a letra “H” para as barras com cabeça (*Headed bars*). Os números que sucedem referem-se respectivamente ao comprimento de embutimento, ao valor da razão  $c_{a1}/h_{ef}$  e ao valor da razão  $s/h_{ef}$  e a presença de armadura suplementar é indicada pela letra “S”. Um exemplo com detalhes é apresentado na Figura 3.4.

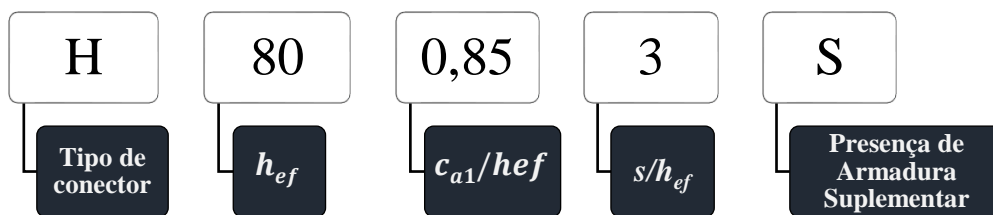


Figura 3.4 - Nomenclatura dos espécimes ensaiados

### 3.2.1 Características construtivas dos espécimes G1

O grupo 1, como informado anteriormente, investigou apenas a influência do efeito de borda (“*edge effect*”) na resposta experimental dos conectores à tração. Para essa análise, o valor de  $h_{ef}$  variou entre 60 mm e 150 mm e o de  $c_{al}$  entre 52 mm e 135 mm, com a razão  $c_{al}/h_{ef}$  assumindo valores entre 0,45 e 1,25, aproximadamente. O diâmetro das barras com cabeça,  $\varnothing_s$ , também variou, mas não constitui um objeto de análise nessa pesquisa por ser pouco influente no valor de  $N_u$ . Dentre os motivos para a sua variação está a necessidade de evitar a falha pelo escoamento do aço. Ao todo, 6 espécimes G1 foram ensaiados ainda na primeira série.

Vale ressaltar que os blocos de concreto foram dimensionados para que a sua falha fosse governada pela ruptura do cone de concreto, ou seja, de modo que outros tipos de falhas – tal como ruptura pelo fendilhamento, deslocamento lateral, cisalhamento ou mesmo pela flexão do elemento de concreto – fossem evitados. Assim como no trabalho de Costa (2016), a taxa de armadura longitudinal ( $\rho$ ) também foi utilizada para controlar as aberturas de fissura e variou de 1,27% a 1,38%, obedecendo os limites impostos pela NBR 6118 (2023). As características construtivas desses modelos experimentais, bem como o detalhamento geométrico de suas armaduras, são mostrados, respectivamente, na Tabela 3.1 e na Figura 3.5.

Tabela 3.1 - Características construtivas dos espécimes G1

Espécime	Conectores			Prisma de Concreto			Razões de Análise		
	$c_{al}$ (mm)	$\varnothing_s$ (mm)	$h_{ef}$ (mm)	$f_{cm}$ (MPa)	$b_w$ (mm)	$\rho$ (%)	$\varnothing_w/h_{ef}$	$c_{al}/h_{ef}$	$s/h_{ef}$
H-80-0,85-3	70	16	80	47,6	380	1,27	0,60	0,88	3,00
H-110-0,65-3	70	16	110	47,6	470	1,37	0,44	0,64	3,00
H-150-0,45-3	70	16	150	47,6	590	1,36	0,32	0,47	3,00
H-60-0,85-3	52	12,5	60	47,6	285	1,38	0,63	0,87	3,00
H-85-0,65-3	52	12,5	85	47,6	360	1,36	0,44	0,61	3,00
H-120-0,45-3	52	12,5	120	47,6	465	1,27	0,31	0,43	3,00



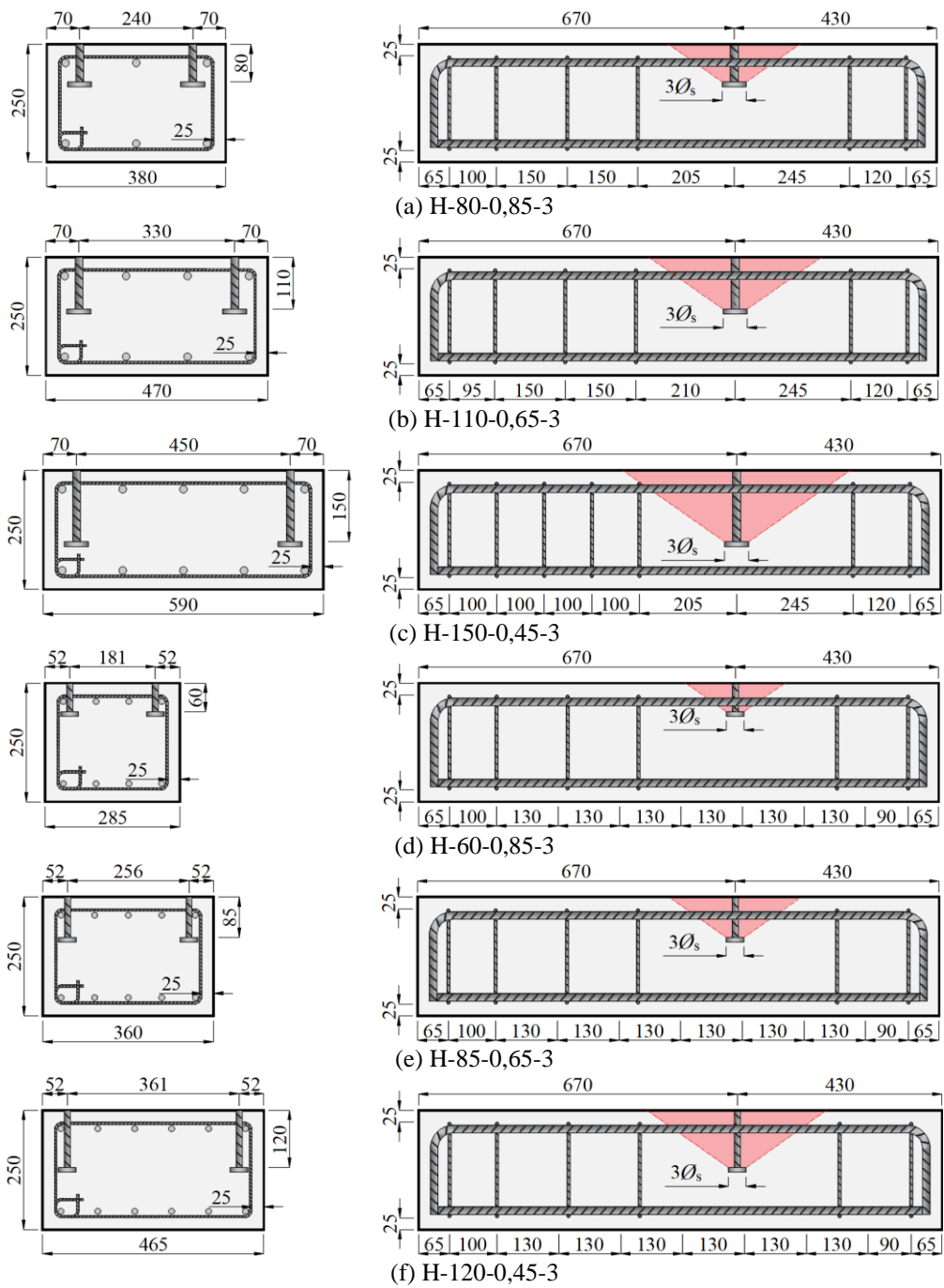


Figura 3.5 - Detalhamento dos espécimes G1

### 3.2.2 Características construtivas dos espécimes G2

O objetivo de análise no grupo 2 consistiu na influência simultânea dos efeitos de borda e de grupo no comportamento e resistência à tração dos conectores, sem a presença de armadura suplementar. Assim, as características construtivas dos espécimes G2 foram mantidas iguais às dos espécimes G1, com exceção de suas larguras ( $b_w$ ) que variaram entre 225 mm e 450 mm de maneira que a razão entre o espaçamento entre os conectores e o comprimento de embutimento ( $s/h_{ef}$ ) fosse aproximadamente igual a 2. Tabela 3.2 e Figura 3.6 e resumem as características desses espécimes.

Foram ensaiados um total de 6 espécimes G2, os quais foram fabricados ainda na primeira série. A taxa de armadura longitudinal dos elementos de concreto armado, utilizada para controlar as aberturas de fissura, variou de 1,61% a 1,79%, e todos foram dimensionados para que a falha das barras com cabeça fosse governada pela ruptura do cone de concreto.

Tabela 3.2 - Características construtivas dos espécimes G2

Espécime	Conectores			Prisma de Concreto			Razões de Análise		
	$c_{al}$ (mm)	$\varnothing_s$ (mm)	$h_{ef}$ (mm)	$f_{cm}$ (MPa)	$b_w$ (mm) (mm)	$\rho$ (%)	$\varnothing_w/h_{ef}$	$c_{al}/h_{ef}$	$s/h_{ef}$
H-80-0,85-2	70	16	80	47,6	300	1,61	0,60	0,88	2,00
H-110-0,65-2	70	16	110	47,6	360	1,79	0,44	0,64	2,00
H-150-0,45-2	70	16	150	47,6	450	1,79	0,32	0,47	2,10
H-60-0,85-2	52	12,5	60	47,6	225	1,75	0,63	0,87	2,00
H-85-0,65-2	52	12,5	85	47,6	275	1,78	0,44	0,61	2,00
H-120-0,45-2	52	12,5	120	47,6	350	1,68	0,31	0,43	2,10

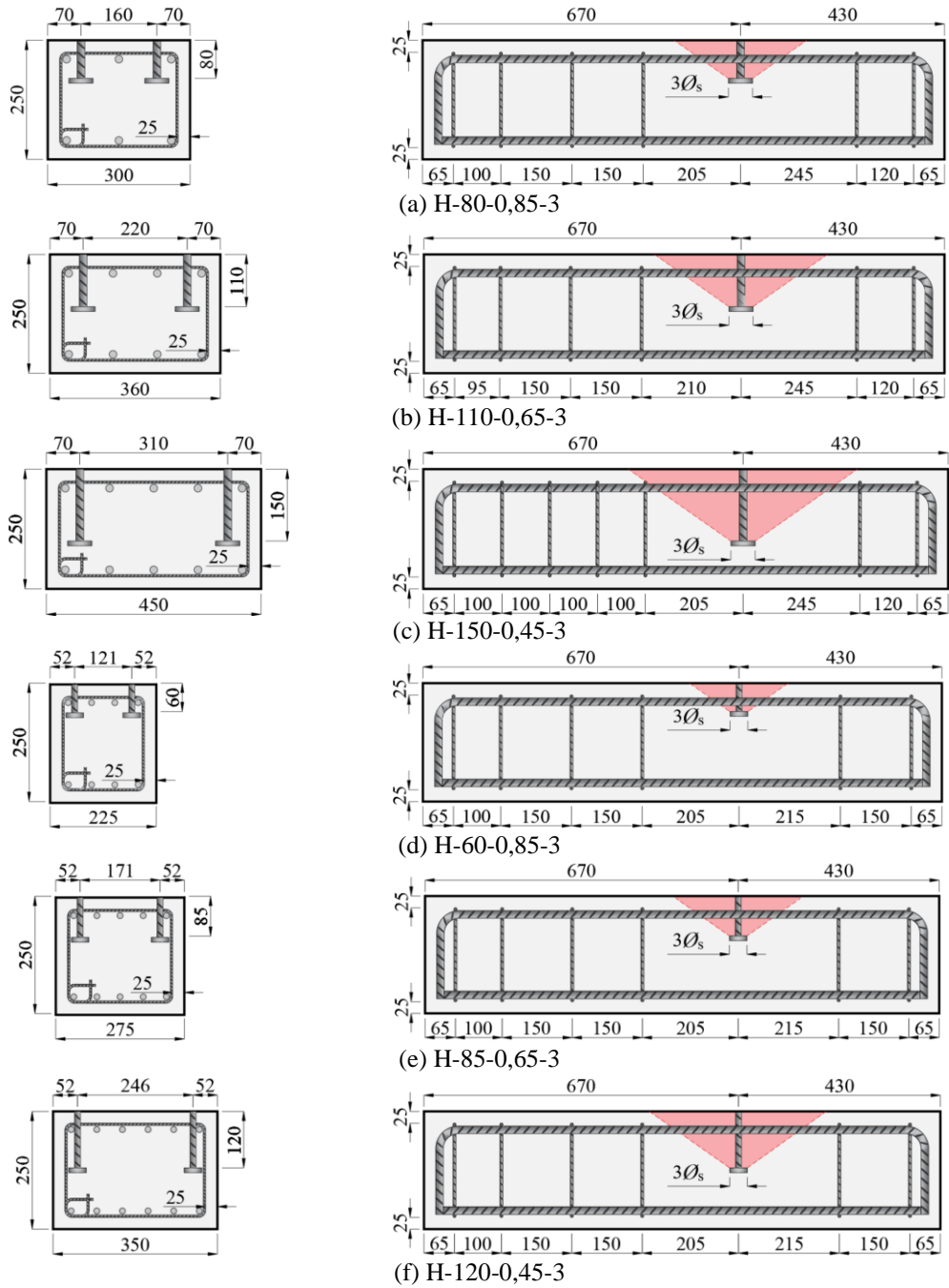


Figura 3.6 - Detalhamento dos espécimes G2

### 3.2.3 Características construtivas dos espécimes G3

Por meio do trabalho desenvolvido por Costa (2016), verificou-se que o emprego de armadura suplementar foi capaz de elevar em mais de 300% a resistência do cone de concreto em barras com cabeça sem a influência dos efeitos de borda e de grupo. Entretanto, uma vez que as limitações geométricas geralmente inviabilizam grandes distâncias entre os conectores ou entre esses e as bordas dos elementos de concreto, neste trabalho, buscou-se avaliar como os efeitos de borda e de grupo poderiam influenciar na eficiência dessa armadura.

Posto isso, visando avaliar inicialmente o efeito de borda, os espécimes G3 foram executados com características construtivas semelhantes aos espécimes G1, mas com o posicionamento de estribos e de armadura de proteção contra flambagem próximos ao conector, de modo que atuassem como armadura suplementar. Para isso, seguiram-se recomendações da EN 1992-4 (2018), segundo a qual são consideradas efetivas as pernas de armaduras suplementares situadas a uma distância igual ou inferior a 0,75 vezes  $h_{ef}$  e que tenham um comprimento mínimo de ancoragem  $l_l$  equivalente a 4 vezes o seu diâmetro ( $\phi_s$ ) na projeção de falha do cone de concreto (ver Figura 3.7).

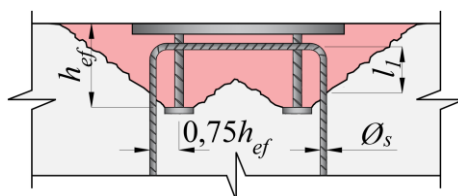


Figura 3.7 - Disposição da armadura suplementar em conectores  
Fonte: Adaptado da EN 1992-4 (2018)

Em uma investigação exploratória, com o objetivo de avaliar a influência da armadura suplementar na capacidade de ancoragem do conector sem a interferência da resistência do concreto à compressão, dois espécimes (H-150-0,45-3-S\* e H-120-0,45-3-S\*) foram fabricados ainda na primeira série de ensaios (primeira concretagem). Outros doze espécimes G3 foram fabricados posteriormente, em duas séries distintas (segunda e terceira concretagem). No entanto, objetivando prevenir rupturas pelo escoamento da barra de aço do conector, os diâmetros nominais destes foram aumentados de 16 mm para 20 mm. As características construtivas dos espécimes supracitados, bem como o detalhamento geométrico de suas armaduras, são mostrados na Tabela 3.3 e Figura 3.8, respectivamente.

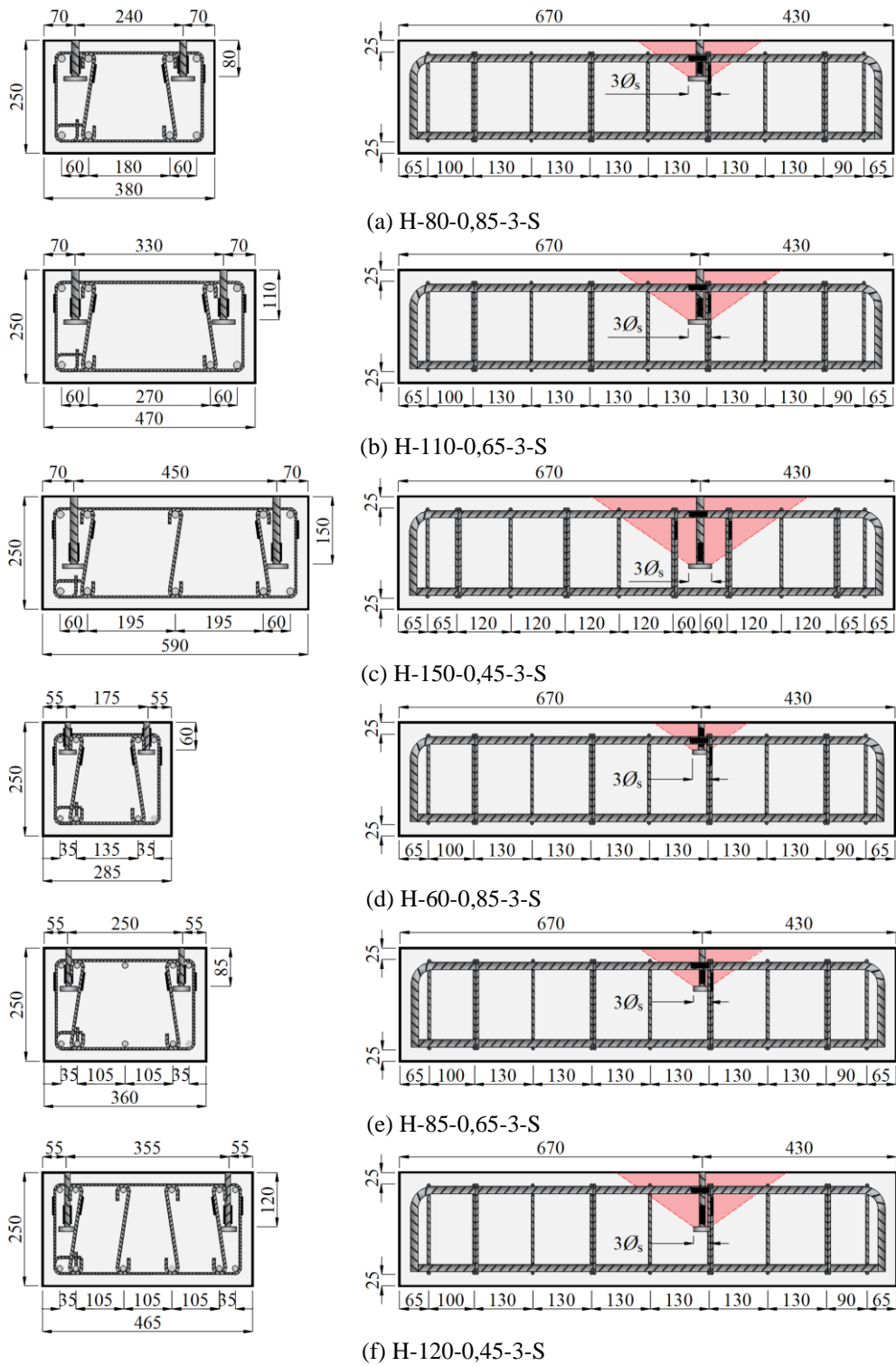


Figura 3.8 - Detalhamento dos espécimes G3

Tabela 3.3 - Características construtivas dos espécimes G3

Espécime	Conectores			Arm. Suplementar			Prisma de Concreto			Razões de Análise		
	$c_{al}$ (mm)	$\varnothing_s$ (mm)	$h_{ef}$ (mm)	$\varnothing_{sr}$ (MPa)	$n_{sr}$ (mm)	$s_r$ (mm)	$f_{cm}$ (MPa)	$b_w$ (mm)	$\rho$ (%)	$\varnothing_w/h_{ef}$	$c_{al}/h_{ef}$	$s/h_{ef}$
H-150-0,45-3-S*	70	16,0	150	6,3	4	75	47,6	590	1,36	0,32	0,47	3,00
H-120-0,45-3-S*	52	12,5	120	5,0	2	38	47,6	465	1,27	0,31	0,43	3,00
H-80-0,85-3-S	70	20,0	80	6,3	2	50	44,0	380	1,36	0,75	0,88	3,00
H-110-0,65-3-S	70	20,0	110	6,3	2	50	44,0	470	1,37	0,55	0,64	3,00
H-150-0,45-3-S	70	20,0	150	5,0	4	75	44,0	590	1,36	0,40	0,47	3,00
H-60-0,85-3-S	55	16,0	60	6,3	2	38	44,0	285	1,38	0,80	0,92	2,90
H-85-0,65-3-S	55	16,0	85	6,3	2	38	44,0	360	1,36	0,56	0,65	2,90
H-120-0,45-3-S	55	16,0	120	6,3	2	38	44,0	465	1,27	0,40	0,46	3,00
H-80-0,85-3-S(1)	70	20,0	80	6,3	2	50	17,7	380	1,36	0,75	0,88	3,00
H-110-0,65-3-S(1)	70	20,0	110	6,3	2	50	17,7	470	1,37	0,55	0,64	3,00
H-150-0,45-3-S(1)	70	20,0	150	5,0	4	75	17,7	590	1,36	0,40	0,47	3,00
H-60-0,85-3-S(1)	55	16,0	60	6,3	2	38	17,7	285	1,38	0,80	0,92	2,90
H-85-0,65-3-S(1)	55	16,0	85	6,3	2	38	17,7	360	1,36	0,56	0,65	2,90
H-120-0,45-3-S(1)	55	16,0	120	6,3	2	38	17,7	465	1,27	0,40	0,46	3,00

### 3.2.4 Características construtivas dos espécimes G4

Seguindo a estratégia apresentada na subseção anterior, os espécimes G4 foram fabricados com características construtivas semelhantes aos espécimes G2, mas com a utilização de estribos e armadura de proteção contra flambagem como armadura suplementar. Buscou-se assim, verificar possíveis interferências dos efeitos de borda e de grupo na eficiência da armadura suplementar e a influência dessa na resposta experimental das barras com cabeça sob cargas de tração, principalmente em termos de carga última e deslizamento.

Vale ressaltar que o posicionamento da armadura suplementar nesses espécimes também foi feito seguindo-se as recomendações da EN 1992-4 (2018). A Figura 3.9 apresenta detalhamento das armaduras dos elementos de concreto armado e a Tabela 3.4 mostra detalhes construtivos desses.

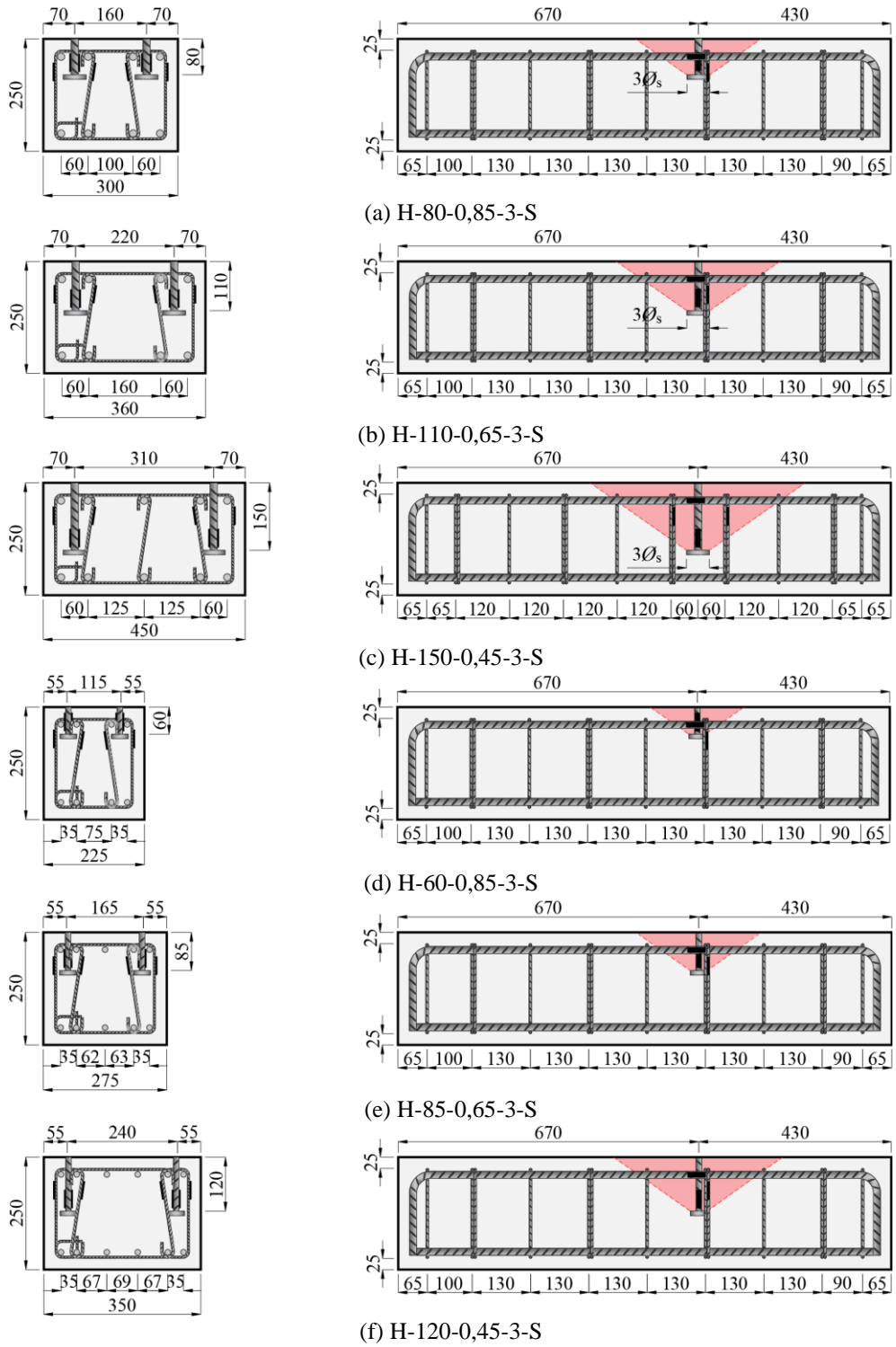


Figura 3.9 - Detalhamento dos espécimes G4 – Barras com cabeça

Tabela 3.4 - Características construtivas dos espécimes G4 – Barras com cabeça

Espécime	Conectores			Arm. Suplementar			Prisma de Concreto			Razões de Análise		
	$c_{al}$ (mm)	$\varnothing_s$ (mm)	$h_{ef}$ (mm)	$\varnothing_{sr}$ (MPa)	$n_{sr}$ (mm)	$s_r$ (mm)	$f_{cm}$ (MPa)	$b_w$ (mm)	$\rho$ (%)	$\varnothing_l/h_{ef}$	$c_{al}/h_{ef}$	$s/h_{ef}$
H-80-0,85-2-S	70	20,0	80	6,3	2	50	44,0	380	1,36	0,75	0,88	2,00
H-110-0,65-2-S	70	20,0	110	6,3	2	50	44,0	470	1,37	0,55	0,64	2,00
H-150-0,45-2-S	70	20,0	150	5,0	4	75	44,0	590	1,36	0,40	0,47	2,10
H-60-0,85-2-S	55	16,0	60	6,3	2	38	44,0	285	1,38	0,80	0,92	2,00
H-85-0,65-2-S	55	16,0	85	6,3	2	38	44,0	360	1,36	0,56	0,65	2,00
H-120-0,45-2-S	55	16,0	120	6,3	2	38	44,0	465	1,27	0,40	0,46	2,10
H-80-0,85-2-S(1)	70	20,0	80	6,3	2	50	17,7	380	1,36	0,75	0,88	2,00
H-110-0,65-2-S(1)	70	20,0	110	6,3	2	50	17,7	470	1,37	0,55	0,64	2,00
H-150-0,45-2-S(1)	70	20,0	150	5,0	4	75	17,7	590	1,36	0,40	0,47	2,10
H-60-0,85-2-S(1)	55	16,0	60	6,3	2	38	17,7	285	1,38	0,80	0,92	2,00
H-85-0,65-2-S(1)	55	16,0	85	6,3	2	38	17,7	360	1,36	0,56	0,65	2,00
H-120-0,45-2-S(1)	55	16,0	120	6,3	2	38	17,7	465	1,27	0,40	0,46	2,10

### 3.3 PROPRIEDADES E CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

#### 3.3.1 Formas

No processo de fabricação das formas, utilizaram-se chapas de madeirite de 15 mm de espessura, que foram enrijecidas com caibros de madeira mista, cujas seções transversais possuíam aproximadamente 30 mm de largura por 70 mm de altura (ver Figura 3.10). Para possibilitar o correto posicionamento dos conectores com cabeça nos prismas de concreto, construiu-se um pórtico utilizando-se caibros de madeira mista (30 mm x 70 mm) e perfis metálicos (30 mm x 50 mm). A fixação das barras de aço no pórtico foi feita mediante o uso de abraçadeiras plásticas e arame recozido. Antes da concretagem, aplicou-se uma demão de DESMOL CD da marca VEDACIT em toda a parte interna das formas para impedir a aderência entre essas e o concreto.



Figura 3.10 - Formas utilizadas para moldagem dos prismas de concreto



### 3.3.2 Concreto

#### 3.3.2.1 Características do concreto e do processo de cura

No processo de fabricação de todos os espécimes foi empregado concreto usinado bombeável. A resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) especificada foi igual a 35 MPa e, conforme especificações da empresa fornecedora do concreto usinado, o agregado utilizado em sua fabricação foi a brita 0 granítica, com um consumo de cimento por metro cúbico de aproximadamente 350 kg e abatimento de tronco de cone igual a 12 +/- 2cm. A Figura 3.11 mostra parte da etapa de concretagem dos espécimes.

A cura do concreto foi realizada com a utilização de tecidos de algodão e poliéster umedecidos sobre a superfície do concreto exposta tão logo esta apresentou resistência a ação da água e teve uma duração de 7 dias. Nos três primeiros dias, período mais crítico em função das reações de hidratação mais intensas, os prismas foram irrigados em intervalos de aproximadamente 8 horas. Nos demais dias, esta frequência foi reduzida para duas irrigações diárias. Ainda foram utilizadas lonas plásticas para cobrir os espécimes com o intuito de reduzir as perdas de água e aumentar a eficiência do processo.



Figura 3.11 - Concretagem da segunda série de ensaios

#### 3.3.2.2 Propriedades mecânicas do concreto

Para caracterização das propriedades mecânicas do concreto foram moldados corpos de prova cilíndricos (CPs) medindo 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura simultaneamente à concretagem dos espécimes. Estes foram submetidos aos ensaios de resistência à compressão uniaxial e tração por compressão diametral conforme recomendações das normas

ABNT NBR 7222 (2011) e ABNT NBR 5739 (2018), respectivamente, próximo a data de realização dos ensaios de arrancamento.

Além destes, foi realizado um ensaio para determinação do módulo de elasticidade consoante recomendações da ABNT NBR 8522-1 (2021) e com base na média de 3 corpos de prova por concretagem. Os equipamentos empregados foram uma prensa EMIC, modelo DL 30000, com capacidade para 2000 kN, mostrada na Figura 3.12, e um extensômetro duplo do mesmo fabricante cuja função consistia em mensurar as deformações axiais. Todos estes ensaios foram realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais (LEM) da Universidade de Brasília.



Figura 3.12 - Ensaios de módulo, resistência à compressão e tração do concreto.

### 3.3.3 Conectores tipo barra com cabeça (*Headed bars*)

Para a produção das ancoragens em estudo, nesta pesquisa optou-se pelo processo que envolveu a usinagem da cabeça em uma torneadora situada no Distrito Federal e sua subsequente união à haste do conector por meio de soldagem com eletrodo revestido classe E7018. Visando aprimorar a solidarização entre a haste e a cabeça, foi feita uma perfuração na região central desta última, atravessando toda a sua espessura, de forma que fossem executados dois cordões de solda do tipo entalhe no entorno da barra de aço, nas faces superior e inferior da cabeça conforme apresenta a Figura 3.13. Finalizada a etapa de soldagem, a face inferior da cabeça era retificada em um torno mecânico. As propriedades dos materiais utilizados são apresentadas a seguir.

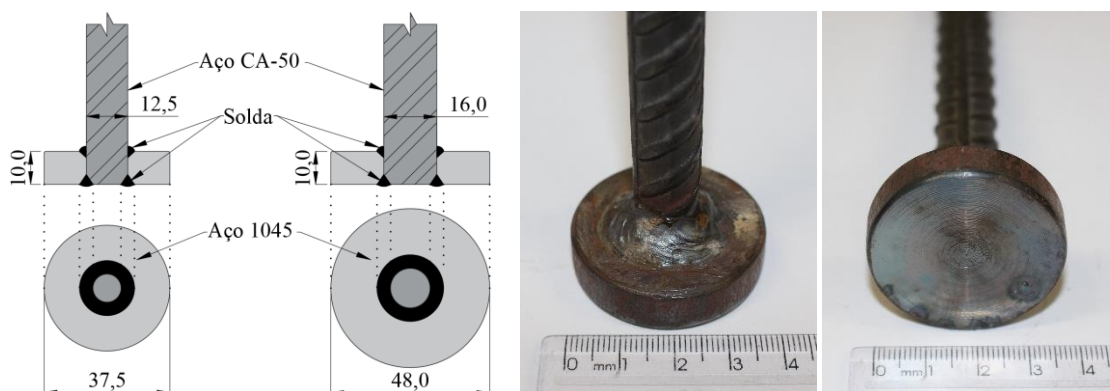


Figura 3.13 - Detalhes construtivos da barra com cabeça

### 3.3.3.1 Especificações do aço

Na confecção das hastes dos conectores foram empregadas barras de aço CA-50, com superfície nervurada e bitolas iguais a 12,5 mm, 16,0 mm e 20 mm. De acordo com especificações da fabricante Gerdau S.A, este insumo é produzido consoante as prescrições da norma ABNT NBR 7480, apresenta uma resistência característica ao escoamento ( $f_{yk}$ ) igual a 500 MPa, limite de resistência última à tração igual a 540 MPa. Para a fabricação das cabeças foram utilizados tarugos do aço especial ABNT/SAE 1045 com diâmetros iguais a três vezes o diâmetro da barra (37,5 mm, 48,0 mm e 60,0 mm).

### 3.3.3.2 Ensaios do aço e de resistência do conector à tração

As propriedades mecânicas das barras de aço utilizadas na confecção dos conectores, armadura suplementar, estribos e armadura de flexão, foram investigadas por meio da execução de ensaios de tração à temperatura ambiente prescritos na norma ABNT NBR 6892 (2013). Foram caracterizados 5 tipos de barras de aço utilizando-se um total de 15 corpos de prova, três amostras para cada diâmetro, com comprimento total igual a 600 mm e comprimento livre igual a 500 mm. Estes ensaios foram realizados parte no Laboratório de Ensaio de Materiais (LEM) e parte no Laboratório de Caracterização Termomecânica e Microestrutural de Materiais Inteligentes (LabMati), ambos da Universidade de Brasília. Para este fim, foi utilizada uma prensa EMIC modelo DL 30000, com capacidade para 300 kN, conectada a um extensômetro eletrônico EMIC modelo EE09, e uma Máquina de Ensaio Universal MTS 810, com capacidade de 100 kN, associada a um extensômetro eletrônico modelo MTS 634.11F-24 (ver Figura 3.14).



Figura 3.14 - Ensaio de tração para determinação das propriedades mecânicas do aço.

Executou-se também um ensaio para analisar a resistência à tração da região fragilizada pela solda no conector, utilizando-se aquele de menores dimensões (12,5 mm de diâmetro) devido a limitações do equipamento utilizado. Foram ensaiados um total de três corpos de prova, com tamanho total de aproximadamente 200 mm, em uma Máquina de Ensaio Universal MTS 810 com capacidade de 100 kN, no Laboratório de Caracterização Termomecânica e Microestrutural de Materiais Inteligentes (LabMati) da Universidade de Brasília. Com esta finalidade, usinou-se um dispositivo que permitisse o acoplamento da extremidade com cabeça na máquina de forma a simular as condições reais de trabalho do mecanismo de ancoragem. A taxa de aplicação de deslocamento foi definida para 1 mm/min e foram coletados como dados de resposta a força de tração e o deslocamento. Na Figura 3.15 é possível observar o equipamento utilizado e o dispositivo de acoplamento supracitado.



Figura 3.15 - Ensaio para análise da resistência à tração do conector com cabeça

### 3.3.4 Armaduras dos prismas de concreto

As armaduras longitudinais foram confeccionadas utilizando-se o mesmo aço CA-50 empregado na fabricação dos conectores e os diâmetros das barras variaram entre 12,5 mm e

16 mm. O cobrimento adotado foi de 25 mm em relação a todas as faces e a disposição destas nos prismas de concreto, bem como os diâmetros dos pinos de dobramento adotados, atenderam critérios de detalhamento e dimensionamento presentes na ABNT NBR 6118 (2014).

Para a fabricação das armaduras suplementares foram empregados dois tipos de aço, tanto o CA-50 (diâmetros de 6,3 mm) quanto o CA-60 (diâmetros de 5,0 mm), sendo que este último foi utilizado apenas nos espécimes H-150-0,45-3-S e H-150-0,45-2-S. A Figura 3.16 apresenta, sob diferentes perspectivas, detalhes das armaduras longitudinais, transversais e suplementares do espécime H-120-0,45-3-S.



Figura 3.16 - Detalhe das armaduras do espécime H-120-0,45-3-S

#### 3.4 SISTEMA DE ENSAIO

O sistema de ensaio utilizado nesta pesquisa foi adaptado de Marques e Jirsa (1975) que avaliaram a influência do grau de confinamento e da carga axial do pilar na resistência última à tração de barras com dobras de 90° e ganchos de 180° em conexões viga-pilar. Conforme os referidos autores, a armadura de confinamento elevou a capacidade resistente das barras, mas, apesar de aparentar conferir um resultado benéfico no desempenho da ancoragem, a aplicação do carregamento axial resultou em variações negligenciáveis nessa resistência. Assim, eles concluíram que essa influência poderia aumentar para comprimentos de embutimentos mais profundos ou com a mudança da orientação dos ganchos.

Posto isso, neste trabalho, além de alterações referentes ao conector e aos parâmetros investigados, a principal modificação aplicada ao sistema de ensaio desenvolvido por Marques e Jirsa (1975) consistiu na eliminação da força axial no elemento de concreto que simula o pilar. Uma estratégia semelhante foi utilizada por Chun *et al.* (2009) para avaliar a influência do

comprimento de ancoragem e da disposição de barras com cabeça e com dobras na resistência à tração dessas em conexões viga-pilar, sem armadura transversal.

Em um procedimento semelhante ao que foi descrito por Sperry *et al.* (2017), as posições dos apoios foram ajustadas de forma que fosse simulada a conexão entre um pilar, cuja seção transversal é delimitada pelas dimensões da seção do prisma de concreto, e uma viga de altura constante, 400 mm, e largura igual à do pilar. A ligação entre as barras longitudinais da parte superior da viga e os conectores foi idealizada para enrijecer a conexão viga-pilar. Para simular esforços de compressão provenientes da zona de contato entre a viga e o pilar, foi utilizado um apoio composto de madeira e um perfil metálico na forma de “I”, cuja base tinha 140 mm de largura. A Figura 3.17 apresenta o sistema de ensaio descrito acima.

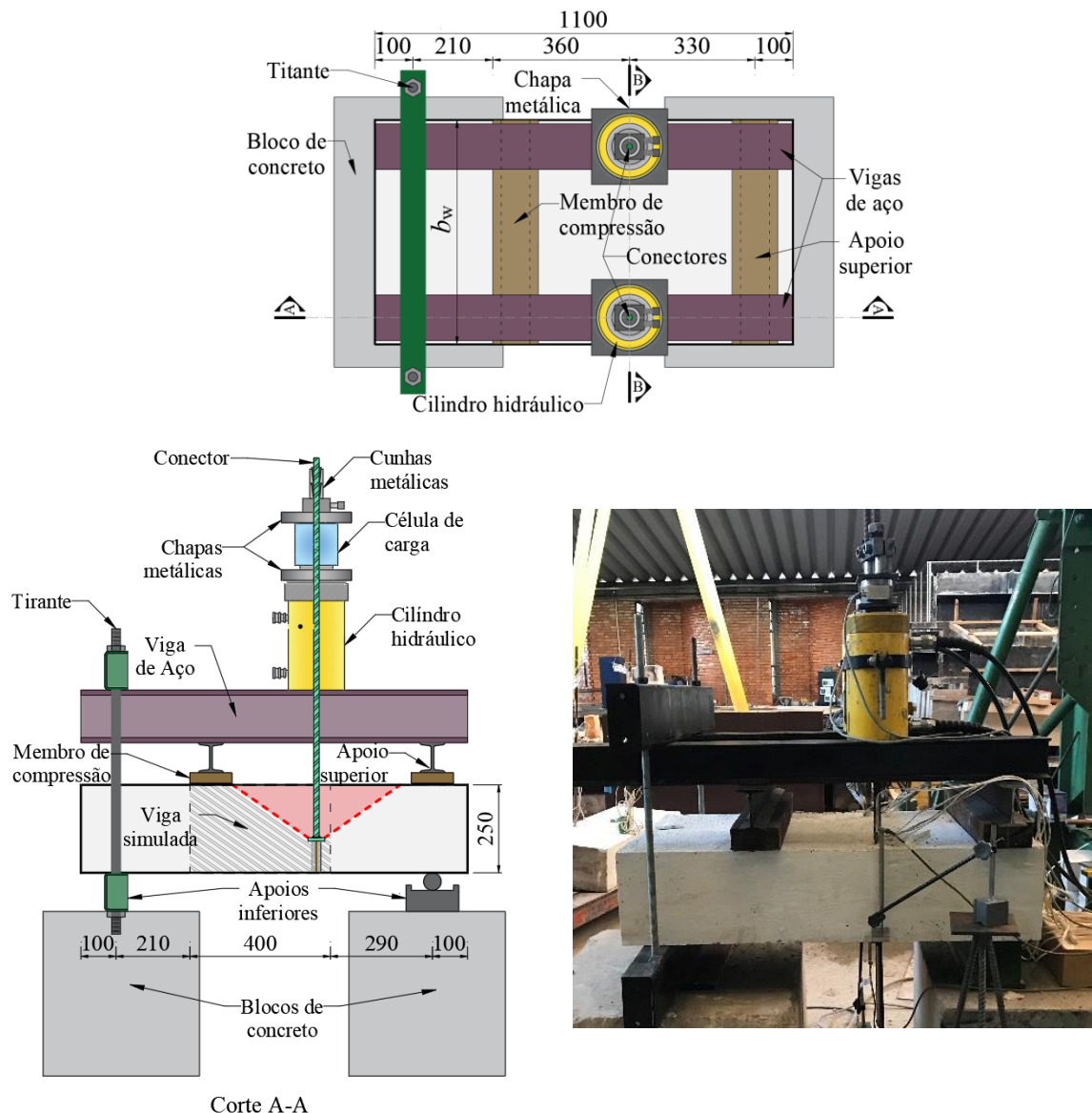


Figura 3.17 - Sistema de ensaio

A aquisição de dados em resposta ao carregamento de tração aplicado nos concretos foi realizada por meio células de carga, extensômetros e defletômetros do tipo LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*). Estes equipamentos foram conectados a um módulo *Spider 8* (modelo SR30), fabricado pela empresa HBM e com o auxílio do *software CATMAN* possibilitou leituras contínuas de forças, deformações e deslocamentos. O ensaio de arrancamento foi controlado pela aplicação de força, uma taxa de aproximadamente 2,5 kN/min, e a frequência de leitura foi de 1 Hz.

### 3.5 INSTRUMENTAÇÃO

O monitoramento de forças, deslocamentos e deformações durante o ensaio de arrancamento foi realizado por meio de células de carga, LVDTs e extensômetros, respectivamente.

#### 3.5.1 Deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais dos prismas de concreto armado foram verificados de forma contínua, com frequência de leitura configurada para 1 Hz, em quatro pontos previamente selecionados, dois nas faces laterais e dois na superfície inferior das barras com cabeça, como esquematizado na Figura 3.18. Com esta finalidade, foram utilizados defletômetros do tipo LVDT fabricados pela HBM com capacidade de até 50 mm e precisão de 0,01 mm.

Como pode ser observado, os LVDTs 1 e 2 foram posicionados abaixo dos conectores com a finalidade de realizar medidas do deslizamento destes com a aplicação das forças de tração. Para possibilitar esta leitura, foram soldadas barras de aço CA-60, com 5 mm de diâmetro, na face inferior das cabeças, as quais foram revestidas com poliestireno expandido durante a concretagem, conforme ilustra o Det. 1 na Figura 3.18. Este revestimento tinha o objetivo de impedir a aderência entre a barra de aço e o concreto e, após a sua remoção no concreto endurecido, permitir a conexão entre o LVDT essa barra de aço, soldada na superfície inferior da cabeça do conector.

Os deslizamentos reais dos conectores foram obtidos subtraindo-se os valores de deslocamentos medidos nos LVDTs 3 e 4, devido à flexão dos elementos de concreto armado, daqueles medidos nos LVDTs 1 e 2, ligados à cabeça das barras.

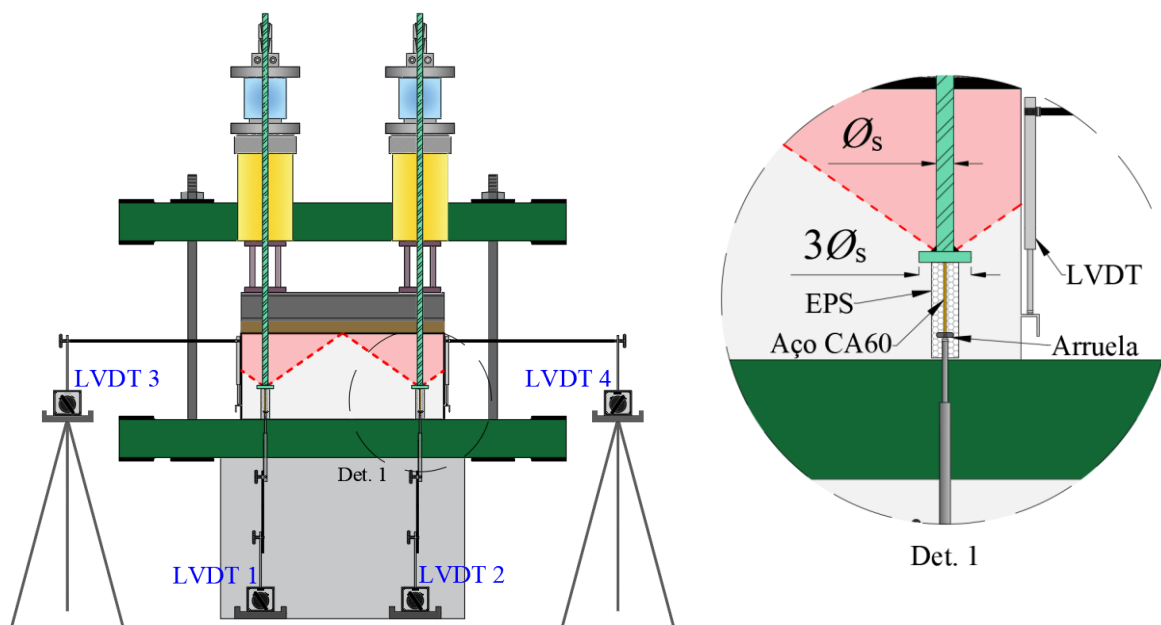


Figura 3.18 - Posicionamento dos LVDTs para leitura dos deslocamentos verticais

### 3.5.2 Deformações das armaduras e conectores

As deformações específicas das armaduras e barras com cabeça foram aferidas através de extensômetros elétricos modelo KFGS-5-120-C1-11 fabricados pela *Kyowa Electronic Instruments*, com resistência igual a  $120 \pm 0,2 \Omega$ , na primeira e segunda série de ensaios. Nas séries subsequentes, as leituras de deformação do aço e do concreto foram feitas, respectivamente, utilizando-se extensômetros modelos PA-06-125BA-120-L e PA-06-1500BA-120-L, ambos fabricados Excel Sensores LTDA e com resistência igual a  $120 \Omega$ .

#### 3.5.2.1 Processo de colagem dos extensômetros

Visando proporcionar uma melhor fixação dos extensômetros, as barras de aço foram limadas e lixadas para a remoção das nervuras e imperfeições na região, de forma a se obter uma superfície lisa, mas sem a redução da seção. Em sequência, os resíduos presentes na superfície da barra foram removidos utilizando-se álcool isopropílico e, utilizando-se um adesivo cianoacrilático (*Super Bonder*), estes sensores elétricos foram colados, alinhando-se a sua maior dimensão ao sentido longitudinal das barras, como é mostrado na Figura 3.19a.



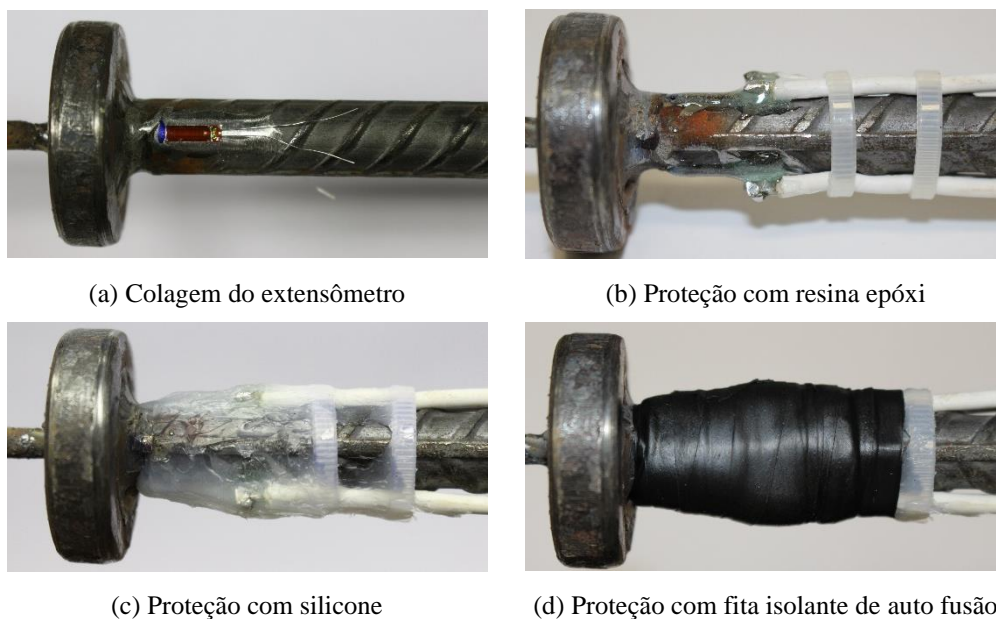


Figura 3.19 - Etapas do processo de colagem dos extensômetros

Finalizado este procedimento, cada terminal do extensômetro foi soldado a ponta de um cabo paralelo flexível com diâmetro de 1,5 mm que foi preso à barra de aço por meio de abraçadeiras plásticas. Para proteger os dispositivos elétricos e a região da solda da umidade e proporcionar também um isolamento elétrico, os tais foram revestidos com uma camada de resina epóxi, conforme mostra a Figura 3.19b.

Sobre esta camada de resina epóxi, ainda foi adicionada uma outra de silicone, com o objetivo de proteger os extensômetros contra impactos, e, por fim, utilizou-se fita isolante de auto fusão para fazer uma última proteção. As Figura 3.19c e d mostram o aspecto da barra em cada uma das últimas etapas descritas.

### 3.5.2.2 Disposição dos extensômetros nas armaduras e conectores

Para facilitar a identificação da posição dos extensômetros, suas nomenclaturas são apresentadas na forma de abreviaturas, a saber:  $E_{SL}$  (extensômetro nas armaduras longitudinais);  $E_S$  (extensômetro da barra do conector, na região externa ao elemento de concreto);  $E_{SS}$  (extensômetro das armaduras suplementares);  $E_{SH}$  (extensômetro na região próxima da cabeça, interna do elemento de concreto). A Figura 3.20 ilustra o posicionamento dos extensômetros com mais detalhes.

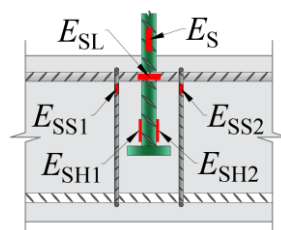


Figura 3.20 - Nomenclatura e posicionamento dos extensômetros

A mensuração das deformações nas armaduras longitudinais em cada espécime foi realizada mediante a utilização de 4 extensômetros, dois em cada uma das barras mais externas em relação às faces laterais do prisma, diametralmente opostos. Buscou-se colar esses sensores elétricos no mesmo alinhamento dos conectores, em relação ao sentido transversal dos elementos de concreto, por esta constituir a região com as maiores previsões de deformação, como pode ser observado na Figura 3.20 e Figura 3.21.

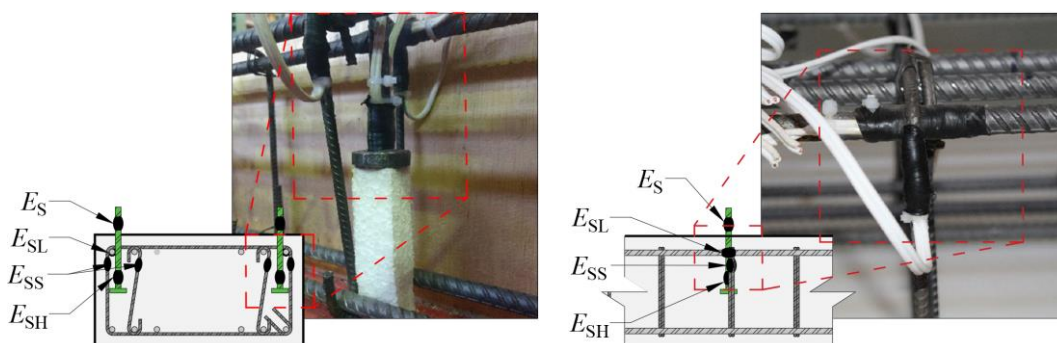


Figura 3.21 - Disposição dos extensômetros nos conectores e armaduras

Para a leitura das deformações nas barras com cabeça, foram colados 3 extensômetros em cada um deles, dois na região interna ao prisma de concreto, posicionados próximo à cabeça da barra e diametralmente opostos, e um na região externa, situado imediatamente acima da face superior do prisma. Nos espécimes em que os estribos e armadura de proteção contra flambagem foram utilizados como armaduras suplementares, foram empregados 4 extensômetros para a aquisição de dados, um por perna efetiva, dois em cada lado do prisma, posicionados próximos aos conectores, tal como ilustra a Figura 3.21.

### 3.6 PROGRAMA EXPERIMENTAL DESENVOLVIDO POR COSTA 2016

Como mencionado anteriormente, este trabalho detalha o experimento desenvolvido por Costa (2016), que serviu de base para a concepção dos espécimes e das análises realizadas nesta

pesquisa. Vale ressaltar que os seus dados experimentais foram compartilhados, fruto de uma parceria entre o Grupo de Estudos de Tecnologias da Engenharia Civil (GETEC) e o Núcleo de Modelagem Estrutural Aplicada (NUMEA), grupos de pesquisa da Universidade de Brasília e da Universidade Federal do Pará (UFPA), respectivamente.

Tal compartilhamento de informações possibilitou a realização de análises mais aprofundadas, principalmente quanto à influência da armadura suplementar na resistência do cone de concreto de barras com cabeça. Nos ensaios realizados por Costa (2016), utilizou-se apenas um conector por espécime e esse foi afastado da borda objetivando-se evitar o efeito de grupo e o efeito de borda, respectivamente. Entretanto, em situações práticas de dimensionamento, nem sempre é possível evitá-los devido a limitações geométricas dos elementos estruturais, o que motivou a inserção desses parâmetros nas análises desenvolvidas na presente pesquisa.

Posto isso, o programa experimental desenvolvido por Costa (2016), referido nesta pesquisa como “série base”, foi dividido em dois grupos. O primeiro grupo (G0-F), composto por 9 espécimes, teve o objetivo de investigar a influência da taxa de armadura no comportamento e resistência do cone de concreto. Essa taxa variou de 0,13% a 3,21% para controlar o nível de fissuração do concreto. Além desse parâmetro, variou-se também o diâmetro das barras (com 10 mm ou 16 mm) e o comprimento de ancoragem (entre 60 mm e 110 mm). Destaca-se que os modelos de cálculo apresentados em normas como o ACI 318 (2019) e EN 1992-4 (2018) não consideram a influência da taxa de armadura longitudinal na resistência à tração dos conectores com cabeça e recomendam considerar o concreto fissurado em regiões não comprimidas, o que pode elevar o grau de conservadorismo das estimativas.

O segundo grupo (G0-A) consistiu em 7 espécimes idealizados para investigar a contribuição dos estribos no comportamento e resistência do cone de concreto de barras com cabeça. Esses espécimes representam situações em que a armadura de cisalhamento de um elemento estrutural é rearranjada localmente no entorno do conector para atuar como armadura suplementar e melhorar o seu desempenho. Destaca-se que, nesses casos, essa armadura suplementar não tem o objetivo de impedir a ruptura do cone de concreto, ou seja, apesar da presença dessa armadura, a falha ainda pode ser governada pela ruptura do cone, tal como foi observado em vários ensaios por Guimire *et al.* (2019).

Para a realização das análises, o espécime F-110-0.5 do primeiro grupo foi usado como referência construtiva para aqueles do segundo grupo (ver Tabela 3.5), ou seja, nesses a taxa de armadura longitudinal de flexão foi mantida constante e igual a 0,51%. Assim, as principais variáveis nos espécimes G0-A foram: o diâmetro da armadura suplementar ( $\varnothing_{sr}$ ), que variou entre 5 mm e 8 mm; o número de pernas dentro do cone de concreto ( $n_{sr}$ ), 4 ou 8 pernas; a distância radial entre o conector e a primeira camada de armadura suplementar ( $s_r$ ); a qual variou entre 35 mm e 125 mm; e o ângulo da perna usada como armadura suplementar em relação à horizontal, inclinada a 50° ou posicionada verticalmente a 90°.

Tabela 3.5 - Características construtivas dos espécimes ensaiados por Costa (2016)

Espécimes	Barra com cabeça				Armadura de flexão				Armadura suplementar							
	$h_{ef}$ (mm)	$\varnothing_s$ (mm)	$f_{ys}$ (MPa)	$E_s$ (GPa)	$\varnothing_{s,f}$ (mm)	$f_{ys,f}$ (MPa)	$E_{s,f}$ (GPa)	$\rho$ (%)	$n_{sr}$	$\varnothing_{sr}$ (mm)	$s_r$ (mm)	$s_{r1}$ (mm)	$s_{r2}$ (mm)	$\theta$ (°)	$f_{ys,sr}$ (MPa)	$E_{s,sr}$ (GPa)
F-60-0,1	61				6,3	544	198	0,13	-	-	-	-	-	-	-	-
F-60-0,3	63	10	504	190	8,0	580	196	0,33	-	-	-	-	-	-	-	-
F-60-0,5	62				10,0	504	190	0,53	-	-	-	-	-	-	-	-
F-60-1,2	60				12,5	515	191	1,24	-	-	-	-	-	-	-	-
F-110-0,3	116				8,0	580	196	0,33	-	-	-	-	-	-	-	-
F-110-0,5	114				10,0	504	190	0,51	-	-	-	-	-	-	-	-
F-110-0,8	115	16	545	190	12,5	515	191	0,8	-	-	-	-	-	-	-	-
F-110-1,6	116				12,5			1,69	-	-	-	-	-	-	-	-
F-110-3,2	113				20,0	546	194	3,21	-	-	-	-	-	-	-	-
A4-5-50-0	110								4	5,0	60	50	-	90	623	195
A4-6-50-0	110	20	546	194	10,0	504	190	0,51	4	6,3	60	50	-	90	544	198
Aw4-6-50-0	109								4	6,3	60	50	-	50	544	198
A4-6-62-0	112	16	545	190	10,0	504	190	0,51	4	6,3	71	62,5	-	90	544	198
A4-6-125	113								4	6,3	130	125	-	90	544	198
A8-6-45-35	109	20	546	194	10,0	504	190	0,51	8	6,3	55 / 86*	45	35	90	544	198
A4-8-50-0	110								4	8,0	60	50	-	90	580	196

Notas:

$f_{cm} = 34.5$  MPa;  $f_{ctm} = 1.5$  MPa;  $E_c = 23.5$  GPa;  $L = 900$  mm;  $b_w = 350$  mm;  $h = 200$  mm;

$s_{r1}$  é a distância longitudinal entre o conector e a primeira camada de armadura suplementar;

$s_{r2}$  é a distância longitudinal entre o conector e a segunda camada de armadura suplementar;

\*distância radial entre a cabeça da barra e o primeiro e segundo perímetro da armadura suplementar.

Os elementos de concreto armado nos quais foram pré-instaladas as barras com cabeça tinham um formato prismático, com 350 mm de largura, 200 mm de espessura e 900 mm de comprimento. Esses foram idealizados para representar modelos locais de conexão viga-pilar e suas dimensões foram determinadas de maneira que garantissem a formação completa do cone de concreto, sem efeito de borda, bem como um comportamento flexível dos espécimes.

As barras com cabeça foram submetidas a cargas axiais de tração através de um sistema de reação composto por dois apoios de primeiro gênero e uma viga metálica. Durante a realização dos ensaios, foram coletados dados de deslizamento do conector através de dois defletômetros, um posicionado na superfície superior do bloco e outro conectado à superfície inferior da cabeça da barra de modo semelhante ao que foi descrito anteriormente. Utilizando-se extensômetros, também foram aferidas deformações nas barras com cabeça, dentro e fora do concreto, nas armaduras suplementares, nas barras longitudinais de flexão do elemento de concreto armado e na superfície inferior desse elemento de concreto, região sob tensão de compressão. A Figura 3.22 ilustra as configurações do sistema de ensaio.

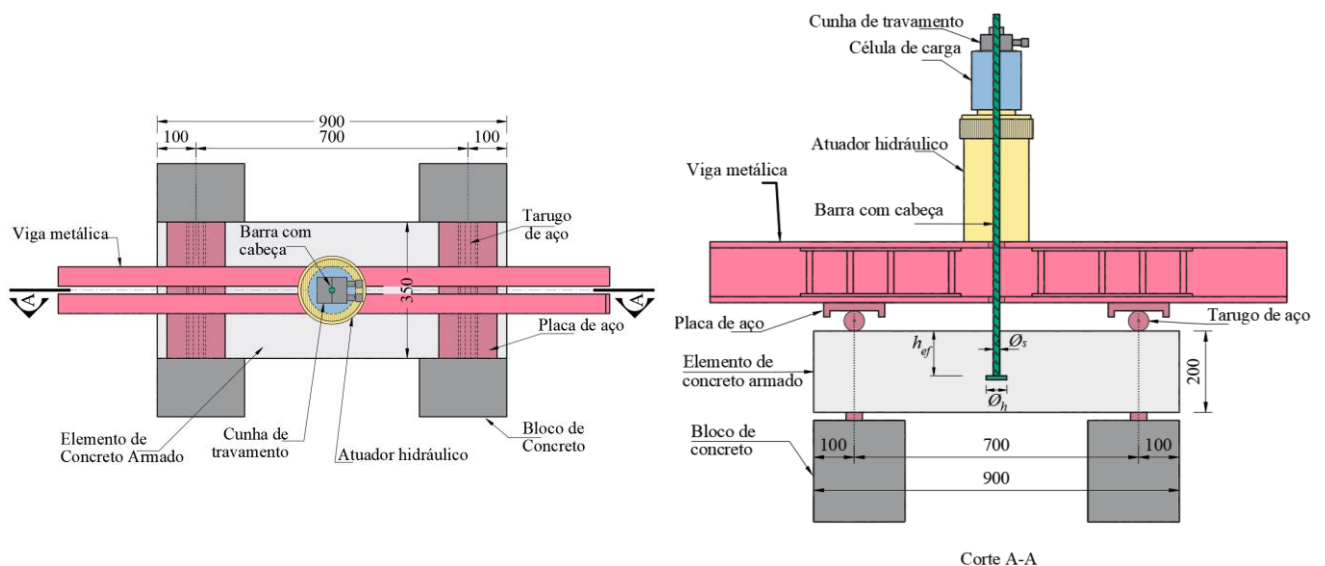


Figura 3.22 - Sistema de ensaio usado por Costa (2016)  
(Fonte: Adaptado de Costa, 2016)

### 3.7 SÉRIE EXPLORATÓRIA COM CONECTORES TIPO “U”

Nas Tabela 3.6 a Tabela 3.8 e Figura 3.23 a Figura 3.25, são apresentadas as características construtivas dos espécimes nos quais foram instalados os conectores tipo “U”. Como se pode observar, para possibilitar a comparação das respostas experimentais à tração desses conectores com as das barras com cabeça, buscou-se manter os comprimentos de ancoragem, as taxas de armadura e as razões entre  $c_{a1}/h_{ef}$  e  $s/h_{ef}$  semelhantes aos das três séries anteriores.

Tabela 3.6 - Características construtivas dos espécimes G1 – Conector “U”

Espécime	Conectores			Prisma de Concreto			Razões de Análise	
	$c_{al}$ (mm)	$\varnothing_s$ (mm)	$h_{ef}$ (mm)	$f_{cm}$ (MPa)	$b_w$ (mm)	$\rho$ (%)	$c_{al}/h_{ef}$	$s/h_{ef}$
U-80-0,85-3	70	16,0	80	46,1	380	1,36	0,88	3,0
U-110-0,65-3	70	16,0	110	46,1	470	1,37	0,64	3,0
U-150-0,45-3	70	16,0	150	46,1	590	1,36	0,47	3,0
U-110-1,25-3	135	16,0	110	46,1	600	1,34	1,23	3,0

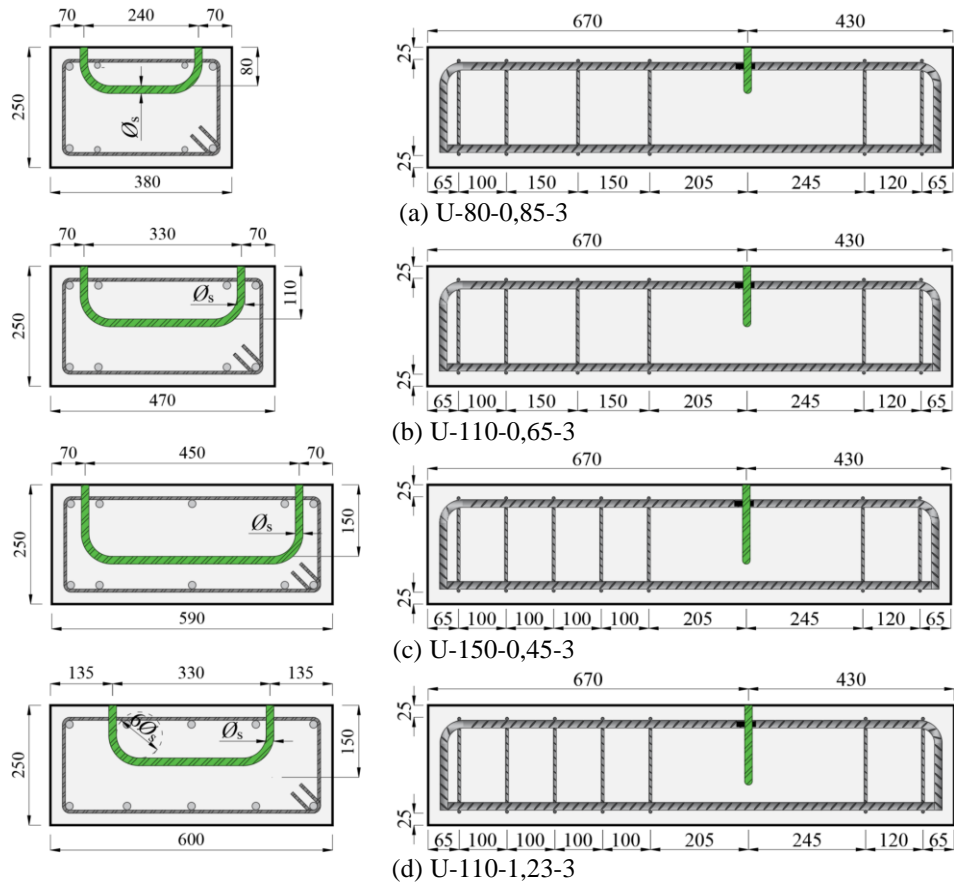


Figura 3.23 - Detalhamento dos espécimes G1 – Conector “U”

Tabela 3.7 - Características construtivas dos espécimes G2 – Conector “U”

Espécime	Conectores			Prisma de Concreto			Razões de Análise	
	$c_{al}$ (mm)	$\varnothing_s$ (mm)	$h_{ef}$ (mm)	$f_{cm}$ (MPa)	$b_w$ (mm)	$\rho$ (%)	$c_{al}/h_{ef}$	$s/h_{ef}$
U-110-0,65-2	70	16,0	110	46,1	360	1,44	0,64	2,0

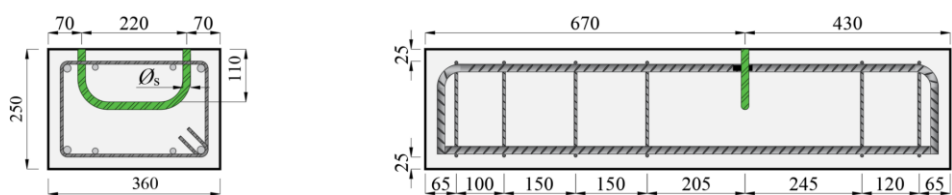


Figura 3.24 - Detalhamento dos espécimes G2 – Conector “U”

Tabela 3.8 - Características construtivas dos espécimes G3 – Conector “U”

Espécime	Conectores			Prisma de Concreto			Razões de Análise	
	$c_{al}$ (mm)	$\varnothing_s$ (mm)	$h_{ef}$ (mm)	$f_{cm}$ (MPa)	$b_w$ (mm)	$\rho$ (%)	$c_{al}/h_{ef}$	$s/h_{ef}$
U-80-0,85-3-S	70	16,0	80	46,1	380	1,36	0,88	3,0
U-110-0,65-3-S	70	16,0	110	46,1	470	1,37	0,64	3,0
U-150-0,45-3-S	70	16,0	150	46,1	590	1,36	0,47	3,0

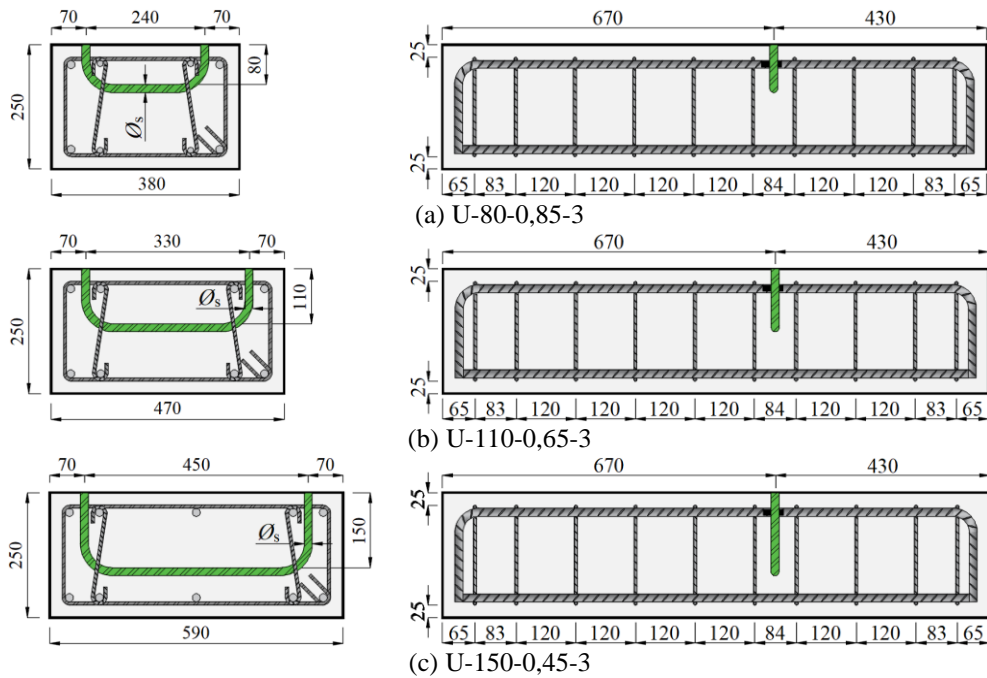


Figura 3.25 - Detalhamento dos espécimes G3 – Conector “U”

Nos espécimes da série exploratória, a instrumentação utilizada para a aquisição de dados referentes à força aplicada em cada uma das pernas do conector tipo “U”, às deformações nas barras de aço e aos deslocamentos verticais foi semelhante à que foi apresentada nas seções 3.4 e 3.5 para as barras com cabeça. As principais diferenças incluíram ajustes no posicionamento dos extensômetros ao longo do conector e a adição de um extensômetro para medir deformações na superfície inferior do elemento de concreto, na região comprimida, conforme ilustrado na Figura 3.26.

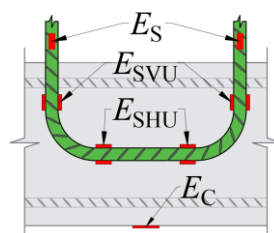


Figura 3.26 - Nomenclatura e posicionamento dos extensômetros

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção, são apresentados resultados de caracterização dos materiais utilizados na fabricação dos espécimes e de ensaios realizados para analisar a resistência do cone de concreto à tração ( $N_u$ ), deslizamentos e deformação das barras com cabeça pré-instaladas em elementos de concreto armado, as quais foram utilizadas como conectores. Ademais, são mostrados valores de deformação das armaduras longitudinais dos elementos de concreto, das armaduras suplementares dispostas no entorno dos conectores e as superfícies de ruptura.

### 4.1 PROPRIEDADES MECÂNICA DOS MATERIAIS

#### 4.1.1 Concreto

Os ensaios de caracterização dos materiais foram realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais (LEM) da Universidade de Brasília utilizando-se corpos de prova cilíndricos medindo 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. Foram realizados ensaios de resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade em uma data próxima à execução dos ensaios. Vale ressaltar que o concreto usado na 3ª série de ensaios, com  $f_{cm}$  inferior ao das demais, foi utilizado para investigar o efeito da resistência do concreto na eficiência da armadura suplementar, empregada com o objetivo de melhorar o desempenho das barras com cabeça. A Tabela 4.1 resume os resultados referentes a caracterização do concreto.

Tabela 4.1 - Propriedades mecânicas do concreto

Concretagem	Idade* (dias)	$f_{cm}$ (MPa)	$f_{ct}$ (MPa)	$E_c$ (GPa)
1ª Série de ensaios	50	47,60	3,75	39,00
2ª Série de ensaios	240	43,99	3,92	30,91
3ª Série de ensaios	43	17,70	2,06	24,59

\*Na data do ensaio

#### 4.1.2 Aço

Com o objetivo de reduzir a interferência de possíveis variações das propriedades mecânicas do aço no processo de análise dos resultados, todo o aço utilizado na pesquisa, com exceção daquele empregado no processo fabril das cabeças dos conectores, foi adquirido de um único fabricante, a empresa siderúrgica Gerdau S.A. Os dados de caracterização deste insumo, os quais são apresentados na Tabela 4.2, correspondem ao valor médio obtido a partir do ensaio



de três amostras por diâmetro nominal, totalizando 15 amostras. Mais especificamente, são mostrados os valores correspondentes a tensão de escoamento ( $f_{ys}$ ), deformação de escoamento ( $\epsilon_{ys}$ ) e o módulo de elasticidade ( $E_s$ ) do aço. A Figura 4.1 apresenta as curvas tensão-deformação dos aços utilizados e, como pode ser observado, apenas o aço CA-60 (diâmetro nominal de 5,0 mm) não apresentou patamar de escoamento definido.

Concernente aos ensaios de tração realizados nos conectores, observou-se que a tensão máxima média medida nos conectores foi igual a 562 MPa. A Figura 4.2 mostra as curvas tensão-deformação desses conectores e pode-se observar que não apresentaram um patamar de escoamento definido, o que pode estar relacionado ao processo de soldagem das cabeças. Verificou-se também que a falha ocorreu na região imediatamente superior ao filete de solda na barra.

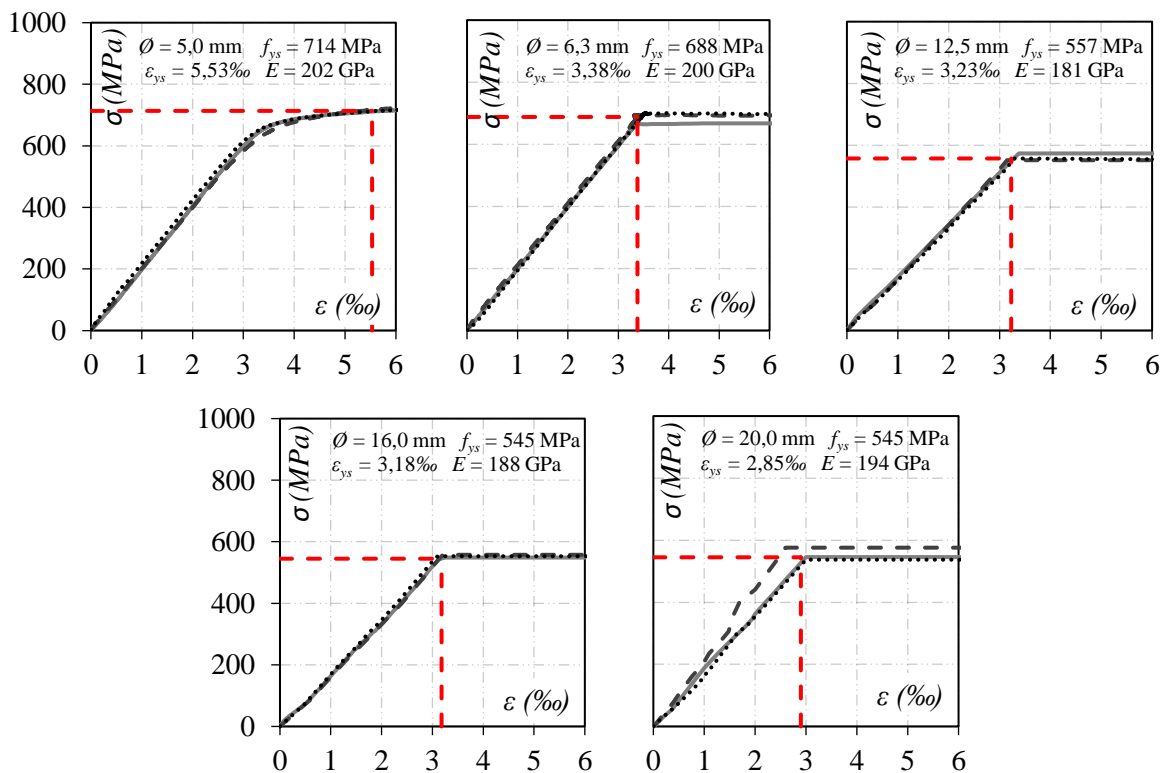


Figura 4.1 - Curvas tensão-deformação dos aços CA-50

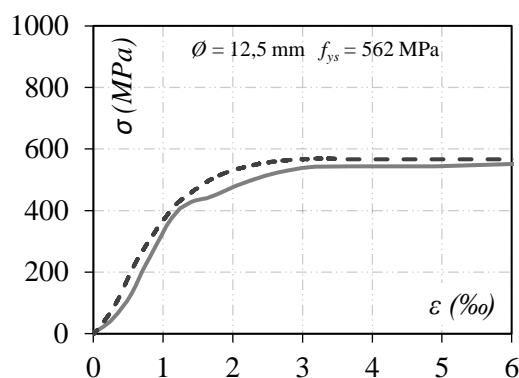


Figura 4.2 - Curvas tensão-deformação do ensaio de tração do conector

Tabela 4.2 - Propriedades mecânicas do aço

$\varnothing_s$ (mm)	$f_{ys}$ (MPa)	$\varepsilon_{ys}$ (‰)	$E_s$ (GPa)
5,0	714	5,53	202
6,3	688	3,38	200
12,5	557	3,23	181
16,0	545	3,18	188
20,0	545	2,85	194

#### 4.2 RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA 1ª SÉRIE DE ENSAIOS

Na Tabela 4.3 e Tabela 4.4, são apresentados os valores das resistências à tração experimentais ( $N_u$ ), também referidas como resistência do cone de concreto, para as barras com cabeça pré-instaladas nos elementos de concreto armado pertencentes ao G1 e ao G2, respectivamente. Uma vez que as resistências medidas nos dois os conectores mostraram pequenas divergências entre si, com um erro médio inferior a 3%, optou-se por apresentar o valor de apenas uma delas e disponibilizar esses em sua totalidade no Anexo A. A partir dos resultados, é investigado o efeito do comprimento de embutimento, efeito de borda e efeito de grupo no valor de  $N_u$  dos conectores. A Tabela 4.5 mostra os resultados para os espécimes G3 da 1ª série.

Tabela 4.3 - Resistência à tração das barras com cabeça - G1

ID	Espécime	$h_{ef}$ (mm)	$\varnothing_s$ (mm)	$s/h_{ef}$	$N_u$ (kN)
1	H-80-0,85-3	80	16,0	3,0	45,2
2	H-110-0,65-3	110	16,0	3,0	62,5
3	H-150-0,45-3	150	16,0	3,0	114,2
4	H-60-0,85-3	60	12,5	3,0	36,3
5	H-85-0,65-3	85	12,5	3,0	54,4
6	H-120-0,45-3	120	12,5	3,0	66,7

Tabela 4.4 - Resistência à tração das barras com cabeça - G2

ID	Espécime	$h_{ef}$ (mm)	$\Phi_s$ (mm)	$s/h_{ef}$	$N_u$ (kN)
7	H-80-0,85-2	80	16,0	2,0	44,1
8	H-110-0,65-2	110	16,0	2,0	59,1
9	H-150-0,45-2	150	16,0	2,1	93,0
10	H-60-0,85-2	60	12,5	2,0	30,8
11	H-85-0,65-2	85	12,5	2,0	47,3
12	H-120-0,45-2	120	12,5	2,1	71,3

Tabela 4.5 - Resistência à tração das barras com cabeça - G3

ID	Espécime	$h_{ef}$ (mm)	$\Phi_s$ (mm)	$s/h_{ef}$	$N_u$ (kN)
13	H-150-0,45-3-S*	150	16,0	3,0	162,9
14	H-120-0,45-3-S*	120	12,5	3,0	80,7

#### 4.2.1 Influência do comprimento de ancoragem no valor de $N_u$

Por meio dos resultados apresentados na Tabela 4.3, como esperado, observa-se que incrementos no valor do comprimento de ancoragem tenderam a elevar a resistência última à tração das barras com cabeça pré-instaladas nos elementos de concreto sujeitos apenas ao efeito de borda (G1). Tomando como referência o espécime H-80-0,85-3 (ID 1), para aqueles com diâmetros maiores, 16 mm, aumentos de 30 mm (38%) e 70 mm (88%) no valor de  $h_{ef}$  proporcionaram ganhos de resistência de aproximadamente 38% e 153%, respectivamente (ver Figura 4.3a). Concernente aos conectores de menor diâmetro, estabelecendo como referência o espécime H-60-0,85-3 (ID 4), incrementos de 25 mm (42%) e 60 mm (100%) no valor de  $h_{ef}$  resultaram em ganhos de aproximadamente 50% e 83% na capacidade de ancoragem (ver Figura 4.3).

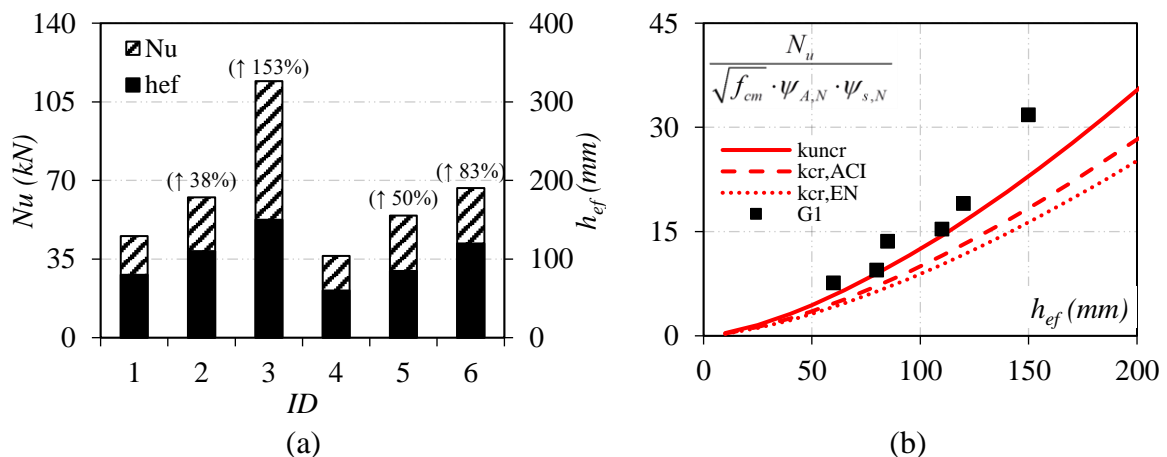


Figura 4.3 - Influência de  $h_{ef}$  na capacidade de ancoragem - G1

Para comparar melhor a relação entre os valores de  $h_{ef}$  e  $N_u$ , a carga última à tração foi normalizada pelos fatores de modificação  $\psi_{A,N}$ , dado pela razão  $A_{Nc}/A_{Nco}$ , e  $\psi_{s,N}$ , a fim de reduzir os impactos ocasionados pela variação da área de projeção do cone devido aos efeitos de borda e de grupo. Através da Figura 4.3b, nota-se que o incremento de resistência se manteve proporcional a  $h_{ef}^{1.5}$ , indicando que as previsões normativas conseguem prever de maneira satisfatória o comportamento de  $N_u$ , mesmo sob a influência do efeito de borda.

Entretanto, os valores de resistência à tração estimados mostraram-se conservadores, uma vez que, em regiões não comprimidas, as normas recomendam considerar, no modelo de cálculo, o valor de  $k$  para o concreto fissurado ( $k_{cr,EN} = 8.9$ ;  $k_{cr,ACI} = 10.0$ ), independente da abertura de fissura. De acordo com a Figura 4.3b as resistências estimadas assumindo o concreto não fissurado ( $k_{uncr,EN} = 12.7$ ,  $k_{uncr,ACI} = 12.5$ ), representada pela linha vermelha contínua, mostraram-se mais ajustadas aos valores de resistência experimentais normalizados.

A Figura 4.4 mostra a correlação entre a resistência última à tração das barras com cabeça e o comprimento de ancoragem para espécimes G1. Por meio de uma linha de tendência, criada com uma aproximação exponencial, nota-se que há uma forte relação de dependência entre essas variáveis. Tal comportamento já era esperado pela forma como o comprimento de ancoragem aparece nos modelos teóricos de cálculo, elevado à potência de 1,5 quando seu valor ( $h_{ef}$ ) é inferior a 280 mm, restrição imposta pela norma ACI 318 (2019).

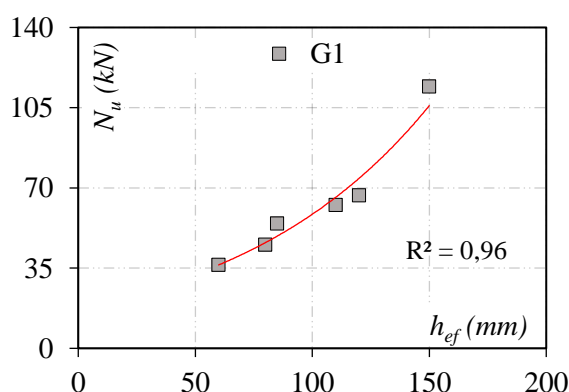


Figura 4.4 - Correlação entre  $N_u$  e  $h_{ef}$  - G1

De acordo com Petersen *et al.* (2018), o comprimento de ancoragem exerce uma grande influência sobre o modo de ruptura das ancoragens, condicionando o seu desempenho. Segundo

Gil-Martín *et al.* (2019), esta influência é bem notável nos casos em que a falha é governada pela ruptura do cone de concreto, objeto de estudo nesta pesquisa. Essa relação de forte dependência entre o comprimento de ancoragem e resistência à tração também está em conformidade com a observação de vários outros trabalhos, tais como os desenvolvidos por Meira (2005), Martins (2006), Delhomme *et al* (2015), Costa (2016) e Silva (2018) que testou diferentes mecanismos de ancoragem.

Concernente aos espécimes G2, com a atuação simultânea dos efeitos de borda e de grupo, a Figura 4.5 mostra que a resistência última à tração das barras com cabeça também cresceu com sucessivos incrementos no valor de  $h_{ef}$ . Considerando o espécime H-80-0,85-2 (ID 7) como referência e averiguando os outros conectores cujas barras tinham diâmetro nominal igual a 16 mm, aumentos de 30 mm (38%) e 70 mm (88%) no valor de  $h_{ef}$  proporcionaram ganhos de resistência de aproximadamente 34% e 111%, respectivamente. Um comportamento semelhante pôde ser averiguado considerando as barras com cabeça de diâmetros menores.

Na Figura 4.5b, os resultados mostram que os valores de resistência à tração estimados foram conservadores mesmo com a atuação conjunta dos efeitos de borda e de grupo, com as resistências estimadas assumindo-se o concreto não fissurado, representadas pela linha vermelha contínua, mais ajustadas aos valores de resistência experimentais normalizados. Ademais, o incremento de resistência se manteve proporcional a  $h_{ef}^{1,5}$ , mesmo sob a influência simultânea dos efeitos de borda e de grupo. A forte correlação entre os valores de  $N_u$  e  $h_{ef}$  para os espécimes G2 pode ser visualizada na Figura 4.6.

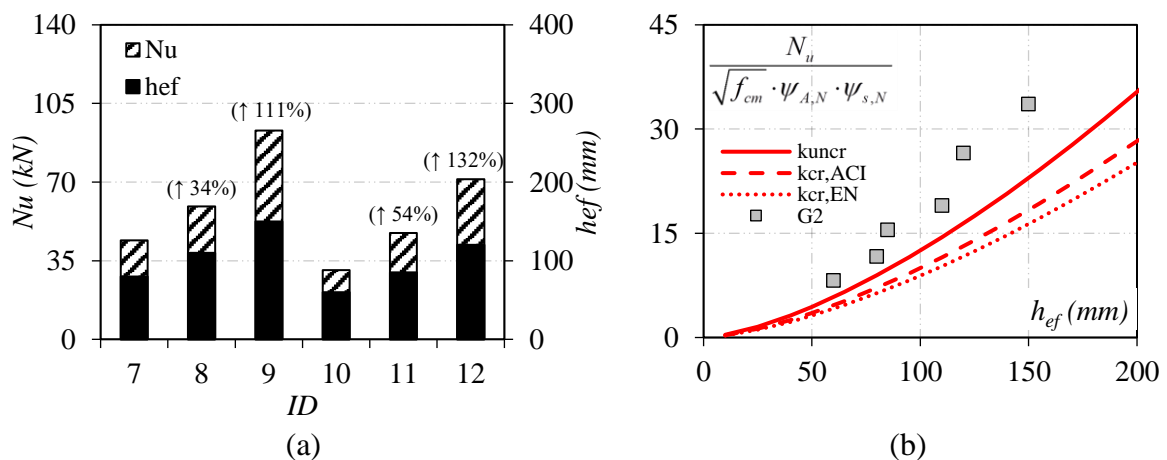


Figura 4.5 - Influência de  $h_{ef}$  na capacidade de ancoragem - G2

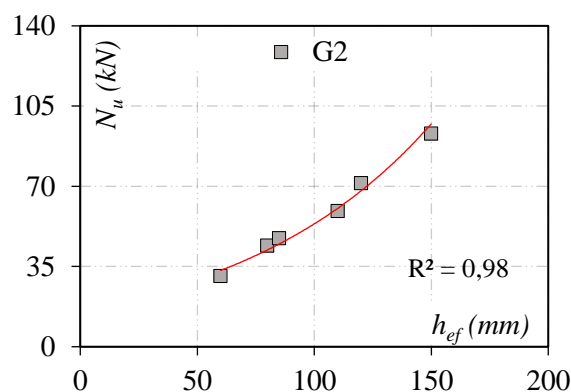


Figura 4.6 - Correlação entre  $N_u$  e  $h_{ef}$  - Grupo G2

#### 4.2.2 Influência do efeito de borda no valor de $N_u$

Para analisar a influência do efeito de borda considerada nos modelos teóricos das normas ACI 318 (2019) e a EN 1992-4 (2018) buscou-se comparar os efeitos de borda real e teórico. Neste trabalho, entende-se por efeito de borda teórico o produto entre o valor de  $k$ , que considera o tipo de conector bem como o nível de fissuração do concreto, e todos os fatores modificadores dos modelos de cálculo normativos que consideram a influência da distância até a borda na resistência à tração dos conectores.

Para a norma EN 1992-4 (2018), estes fatores modificadores são  $\psi_{s,N}$ , especificamente para o efeito de borda, e  $\psi_{A,N}$ , dado pela razão entre as áreas de projeção de falha  $A_{c,N}$  e  $A_{c,N}^0$ . Nas provisões do ACI 318 (2019), o efeito de borda é considerado por fatores equivalentes aos da norma EN 1992-4 (2018), apesar de mudanças nas nomenclaturas. São eles  $\psi_{ed,N}$  e a razão entre as áreas  $A_{Nc}$  e  $A_{Nco}$ , respectivamente.

Esses valores teóricos são comparados às resistências experimentais normalizadas por  $f_{cm}^{1/2}$  e  $h_{ef}^{1,5}$ , as quais foram denominadas efeito de borda real. Note-se que essa normalização foi feita para reduzir a interferência da variação de tais parâmetros nas análises e tal valor equivale ao produto  $k \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{A,N}$ , descrito anteriormente, mas agora determinado com base nas resistências reais. Os resultados apresentados na Figura 4.7 indicam que as prescrições normativas traduzem satisfatoriamente a influência do efeito de borda na resistência à tração das barras com cabeça.

Vale mencionar que, nos espécimes G1, ao considerar-se o valor de  $k$  para o concreto não fissurado, dois valores tenderam a situar-se levemente abaixo limite que define a zona de segurança. Entretanto, tal fato não impede considerar o concreto como não fissurado, uma vez

que os valores de resistência última à tração experimentais se mostraram superiores aos estimados com o valor de  $k_{uncr}$  em todos os casos. Além disso, observa-se que os resultados foram menos dispersos nos espécimes com efeito de grupo.

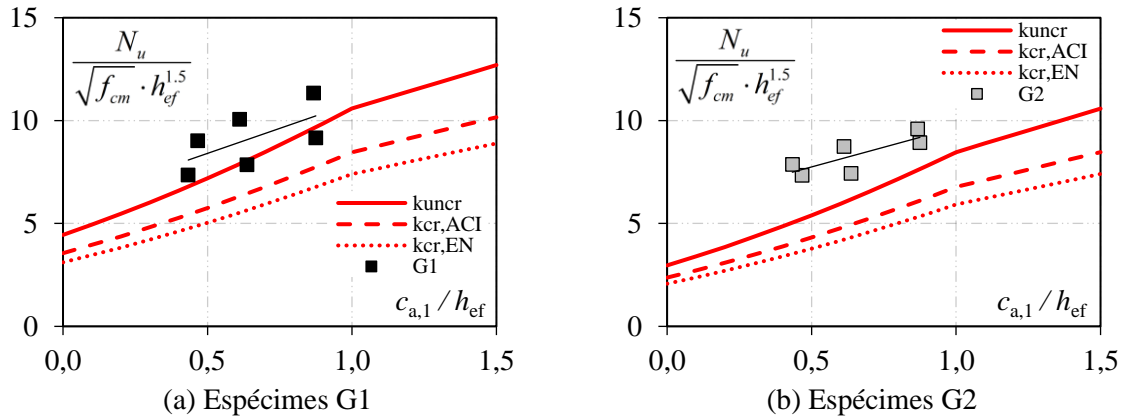


Figura 4.7 - Comparação entre os efeitos de borda real e teórico

### 4.2.3 Influência do efeito de grupo no valor de $N_u$

A influência do efeito de grupo na resistência à tração das barras com cabeça é discutida através da Figura 4.8. Para essa análise, os valores teóricos e experimentais são apresentados em função da razão entre o espaçamento entre os conectores ( $s$ ) e o comprimento de embutimento. O efeito de grupo ocorre para valores de  $s/h_{ef}$  inferiores a três devido a uma sobreposição das projeções do cone de concreto, resultando em uma perda de resistência.

Com base nas provisões normativas apresentadas pelo ACI 318 (2019) e EN 1992-4 (2018), as curvas teóricas em vermelho, que representam as estimativas, foram determinadas pelo produto entre  $k$  e  $\psi_{A,N}$ . Esses resultados são comparados às resistências experimentais normalizadas por  $f_{cm}^{1/2}$ ,  $h_{ef}^{1.5}$  e  $\psi_{s,N}$  para reduzir a interferência da variação de tais parâmetros nas análises e originar um valor experimental equivalente ao produto  $k \cdot \psi_{A,N}$ . De maneira geral, as estimativas para os conectores tracionados sob influência dos efeitos de borda e de grupo apresentaram uma boa correlação com o comportamento averiguado experimentalmente, principalmente utilizando-se o valor de  $k$  para o concreto não fissurado.

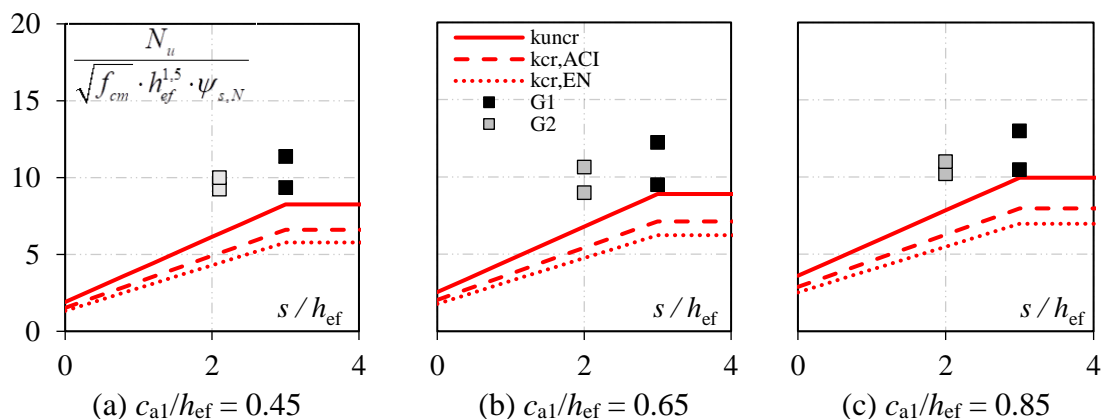


Figura 4.8 - Influência do efeito de grupo no valor de  $N_u$

Comparando-se dois a dois os valores de carga última obtidos para os espécimes G1 e G2 equivalentes, ou seja, aqueles cuja diferença consistia apenas no valor de  $b_w$ , observa-se que o efeito de grupo tendeu a reduzir a resistência última à tração das barras com cabeça (ver Figura 4.9). Nota-se que, em quase todos os casos, os valores de capacidade resistente dos espécimes G1 foram superiores àqueles medidos nos espécimes G2. Tal perda de resistência pode ser associada à diminuição da área de projeção de falha em decorrência do menor espaçamento entre conectores e consequente superposição dos cones de ruptura.

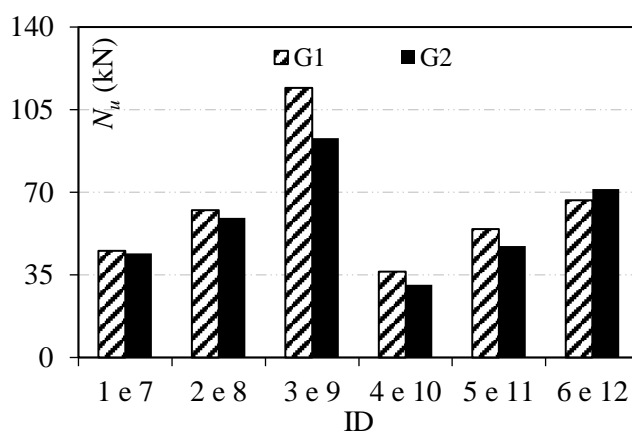


Figura 4.9 - Análise da influência do efeito de grupo – G1 e G2

#### 4.2.4 Deslizamento dos conectores

A Figura 4.10 apresenta os resultados referentes ao deslizamento das barras com cabeça dos espécimes G1 e G2 da primeira série de ensaios. Para a obtenção do deslizamento real ( $\xi$ ), os valores medidos através dos LVDTs 3 e 4 foram subtraídos daqueles obtidos pelos LVDTs 1 e 2, respectivamente (ver Figura 3.18 para identificar o posicionamento dos equipamentos). Tal procedimento foi adotado para eliminar os erros nas medições dos LVDTs 1 e 2, oriundos do



deslocamento vertical associado à flexão do elemento de concreto e mensurado pelos LVDTs 3 e 4 quando as forças de tração, expressas em kN, foram aplicadas.

Com base nos resultados, observando-se isoladamente os espécimes G1 e G2 (Figura 4.10a e Figura 4.10b), é possível observar que a rigidez da curva carga-deslizamento praticamente não foi influenciada pela variação de  $h_{ef}$ , da razão  $c_{a1}/h_{ef}$  (efeito de borda) e da razão  $s/h_{ef}$  (efeito de grupo). Por outro lado, comparando-se os espécimes G1 aos G2, agrupados pelo diâmetro do conector (Figura 4.10c e Figura 4.10d), verifica-se que o efeito de grupo teve uma influência tanto na carga última quanto na resistência residual pós-pico, tendendo a reduzi-las.

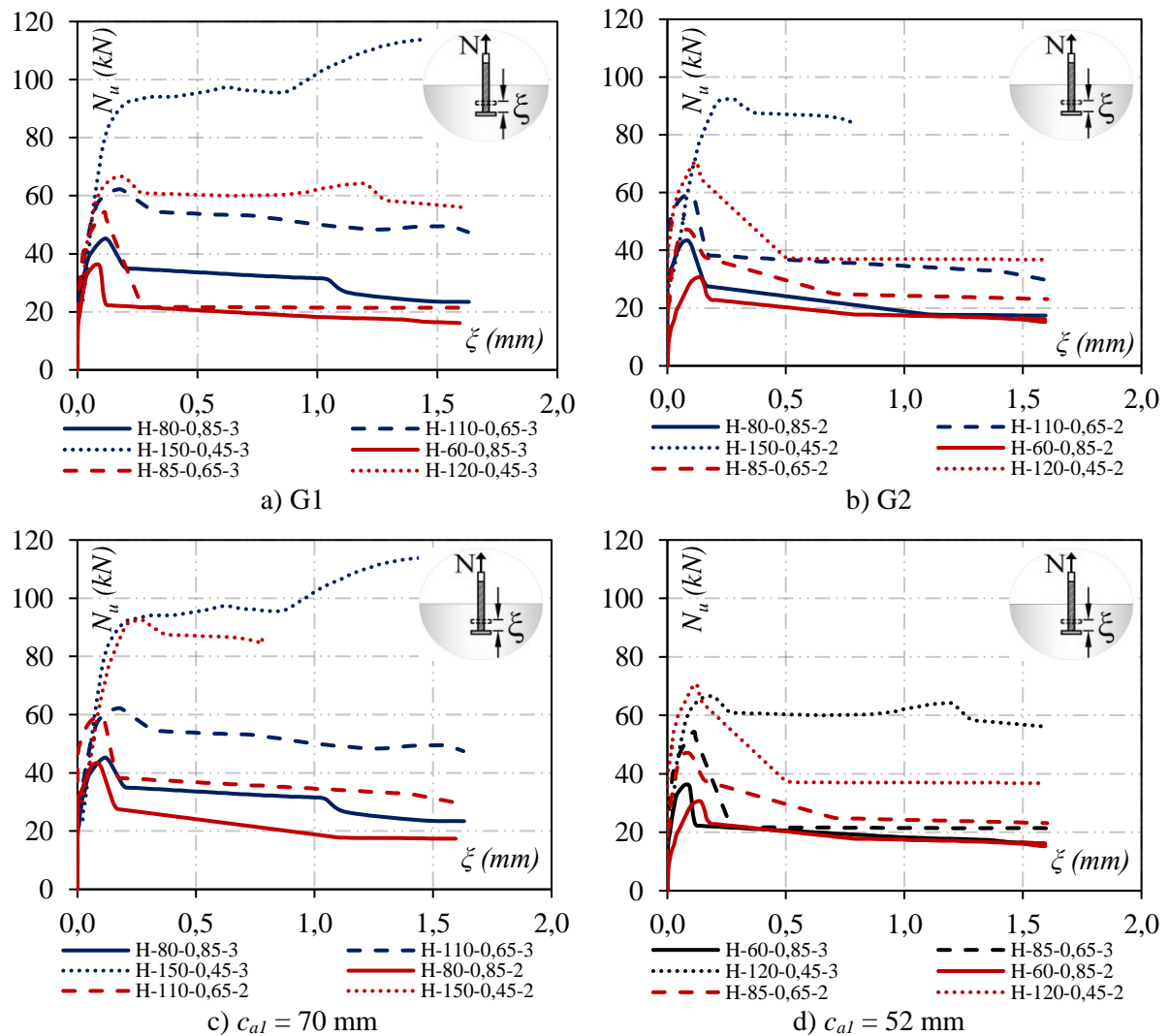


Figura 4.10 - Curva carga-deslizamento

## 4.2.5 Deformações nos conectores

### 4.2.5.1 Deformações do conector na região externa ao concreto

A Figura 4.11 mostra as deformações das barras com cabeça, na região externa ao concreto, em função das forças de tração para os espécimes G1 e G2. Também são apresentadas as deformações de escoamento  $\epsilon_{ys}$  das barras de aço utilizadas no processo fabril dos conectores (os três primeiros espécimes de cada grupo utilizam conectores com diâmetros de 16,0 mm, sendo os de diâmetros menores empregados nos três últimos espécimes).

Visto que as deformações foram semelhantes para ambos os conectores de cada espécime, haja vista que o ensaio foi realizado com controle de força, optou-se por mostrar a curva carga-deformação de uma das barras com cabeça. Ademais, as curvas apresentam valores de deformações medidas até o pico de carga, associado à ruptura abrupta do cone de concreto. Assim, o comportamento da deformação do aço no pós-pico não é ilustrado.

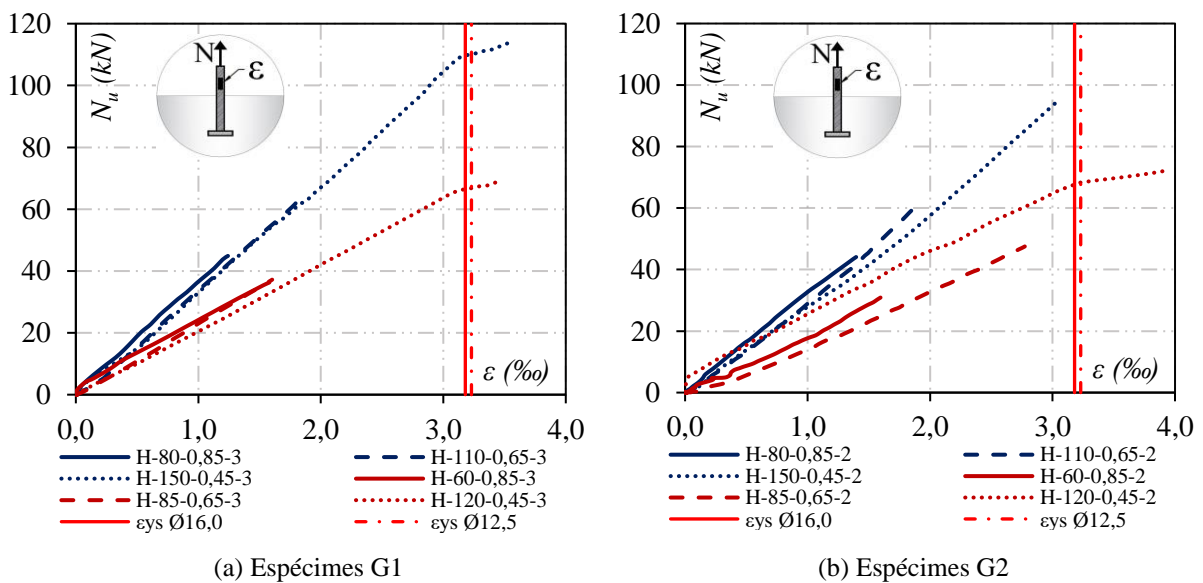


Figura 4.11 - Deformações dos conectores na região externa ao concreto

Analisando-se a Figura 4.11, é possível observar que majoritária parcela dos conectores trabalhou no domínio elástico durante a realização dos ensaios. As deformações medidas nas barras com cabeça  $\epsilon_s$  foram inferiores aos valores de deformações de escoamento do aço  $\epsilon_{ys}$  e, como esperado, as curvas carga-deformação dos conectores apresentaram um comportamento linear até a falha.

As únicas exceções ocorreram para os espécimes H-150-0,45-3, H-120-0,45-3, do grupo 1, e H-120-0,45-2, do grupo 2, cujos valores de  $h_{ef}$  (150 mm, 120 mm e 120 mm, respectivamente) e de  $N_u$  (114,24 kN e 66,66 kN, e 71,34 kN, na sequência apresentada) foram os maiores. Entretanto, mesmo nos casos em que houve o escoamento da barra de aço, as falhas de ancoragem foram governadas pela ruptura do cone de concreto e não pela ruptura da seção do aço, o que implica em dizer que não houve prejuízo nas análises.

#### 4.2.5.2 Comparação das deformações dos conectores nas regiões externa e interna ao concreto

Para fins de comparação, nas Figura 4.12 e Figura 4.13, são ilustradas as deformações dos conectores, nas regiões externa e interna ao concreto, em função das solicitações de tração, para os espécimes G1 e G2. Juntamente com essas, são apresentadas as deformações de escoamento  $\varepsilon_{ys}$  para as barras de aço CA-50 com diâmetros nominais de 12,5 mm e 16,0 mm, utilizados no processo fabril das barras com cabeça.

Uma vez que não houve grandes divergências entre as deformações do aço medidas nas duas barras com cabeça em cada elemento de concreto, novamente, optou-se por mostrar a curva carga-deformação de apenas uma delas. Sendo assim, são ilustradas em cada gráfico duas curvas carga-deformação, uma correspondente às leituras realizadas pelos extensômetros situados na região externa ao concreto e outra referente às leituras realizadas na região interna ao concreto, isso para um único conector de cada espécime. Ademais, as curvas apresentam valores de deformações medidas até o pico de carga dos conectores, não sendo, portanto, ilustrado o comportamento da deformação aço no pós-pico.

Conforme os resultados apresentados na Figura 4.12 e Figura 4.13, as deformações do aço medidas nas barras com cabeça no interior do concreto ( $\varepsilon_{sh}$ ) foram inferiores às da região externa ao concreto ( $\varepsilon_s$ ). É possível observar também que a taxa de crescimento da deformação interna foi menor que a da externa para os carregamentos iniciais, especialmente nos espécimes com maiores valores de  $h_{ef}$ . Esse comportamento pode ser atribuído à diminuição das tensões instaladas em um conector embutido no concreto ao longo do desenvolvimento da ancoragem devido aos mecanismos de aderência entre o concreto e a barra.

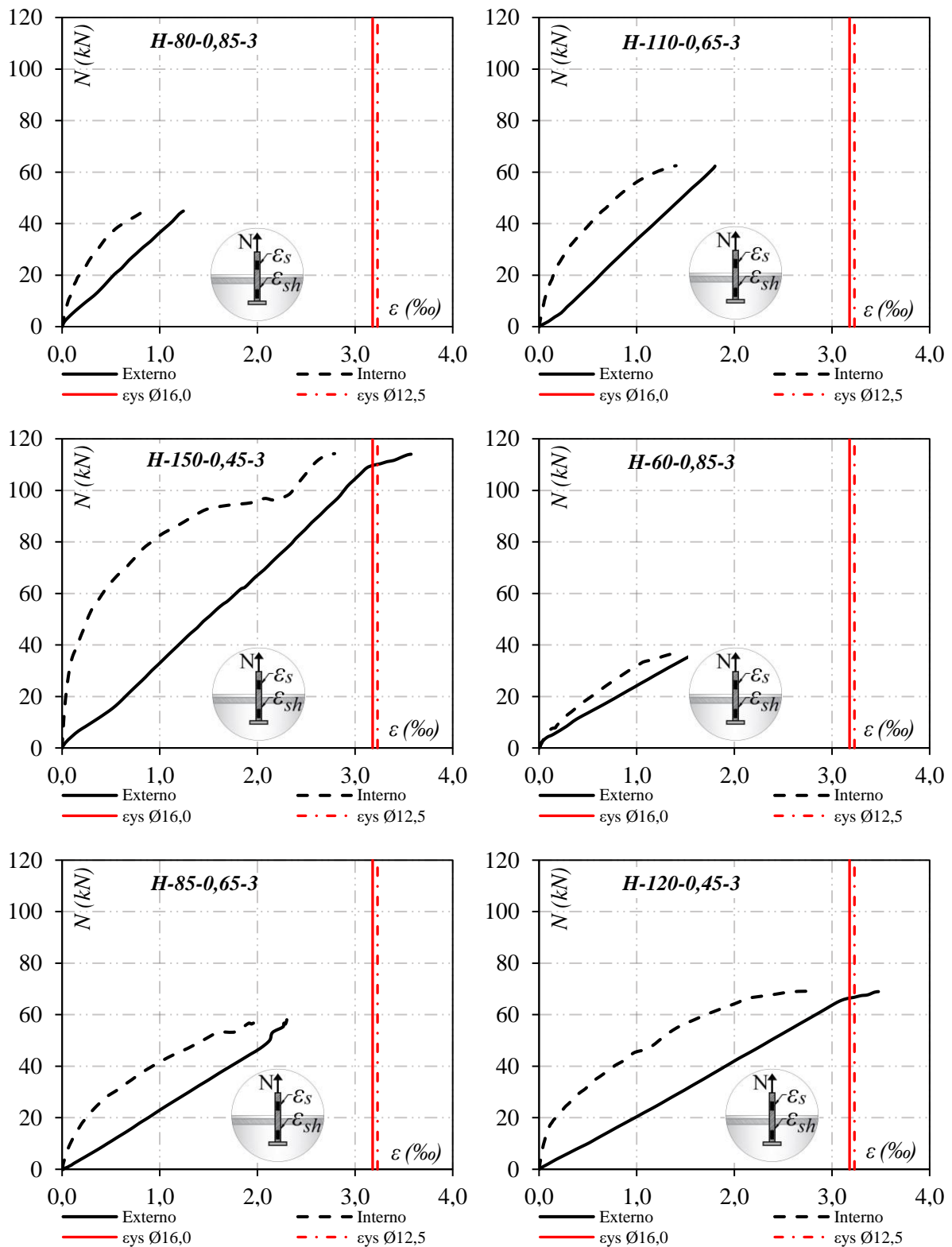


Figura 4.12 - Comparação das deformações  $\varepsilon_s$  e  $\varepsilon_{sh}$  – G1

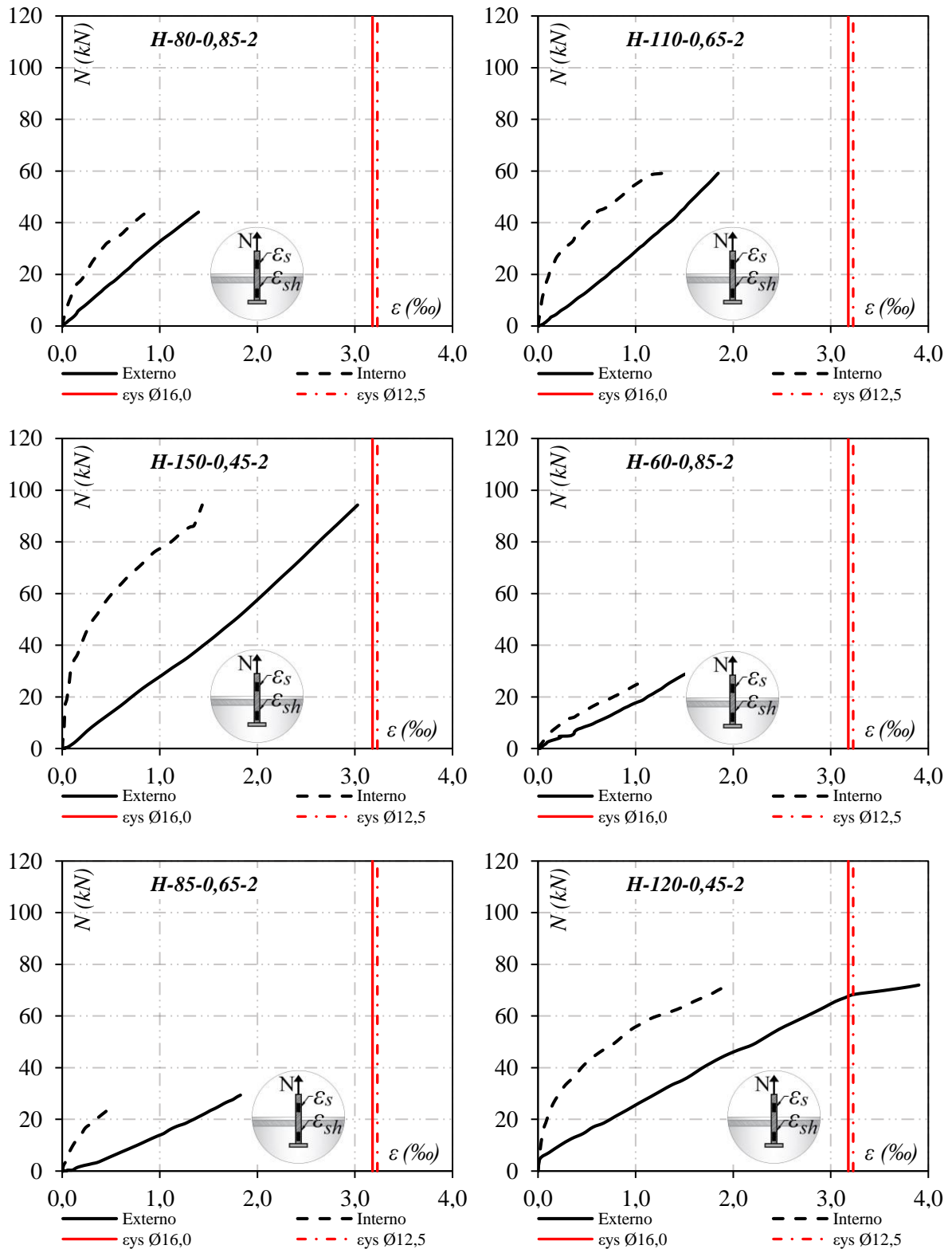


Figura 4.13 - Comparação das deformações  $\varepsilon_s$  e  $\varepsilon_{sh}$  – G2

Uma vez cessada a aderência da barra, o escoamento do aço é facilitado e a aderência mecânica proveniente da área de contato efetiva da cabeça da barra com o concreto passa a ser a única responsável pela transferência de esforços entre o aço e o concreto. Essa área efetiva é dada

pela subtração da área de seção transversal da barra da área da cabeça. Como consequência, a taxa de crescimento das deformações na região interna do concreto tende se igualar a taxa de crescimento das deformações externas, razão pela qual as curvas passaram a crescer paralelamente uma à outra a partir de um certo nível de carga.

A influência do mecanismo de aderência no valor de  $N_u$  (*Total force*) é analisada e discutida com mais detalhes na Figura 4.14. A força instalada imediatamente acima da cabeça do conector, que representa a contribuição proporcionada pelo engrenamento da cabeça com o concreto (*Head interlock*), foi determinada com base nas deformações medidas, na lei de Hooke e na área de seção transversal da barra com cabeça. Por sua vez, a força de aderência entre a barra de aço e o concreto foi estimada com base na diferença entre a força de tração aplicada, medida na célula de carga, e a contribuição do engrenamento da cabeça. Além disso, a linha azul representa a tensão de aderência ( $F_b$ ) estimada com base nas recomendações do eurocode. Enfatiza-se que, neste trabalho, entende-se por aderência (*Bond*) a soma dos mecanismos de adesão química, aderência por atrito e mecânica desenvolvidas ao longo da haste do conector.

Os resultados indicam que a resistência total à tração dos conectores provém tanto da aderência da barra quanto, principalmente, do engrenamento entre a cabeça do conector e o concreto. Como esperado, observa-se que nos conectores com menor valor de comprimento de ancoragem o engrenamento da cabeça resistiu majoritariamente o carregamento aplicado, situação evidente no espécime com menor comprimento de ancoragem (H-60-0,85-3). À medida que o valor de  $h_{ef}$  aumentou, a parcela de contribuição da aderência no valor de  $N_u$  tendeu a se tornar mais relevante.

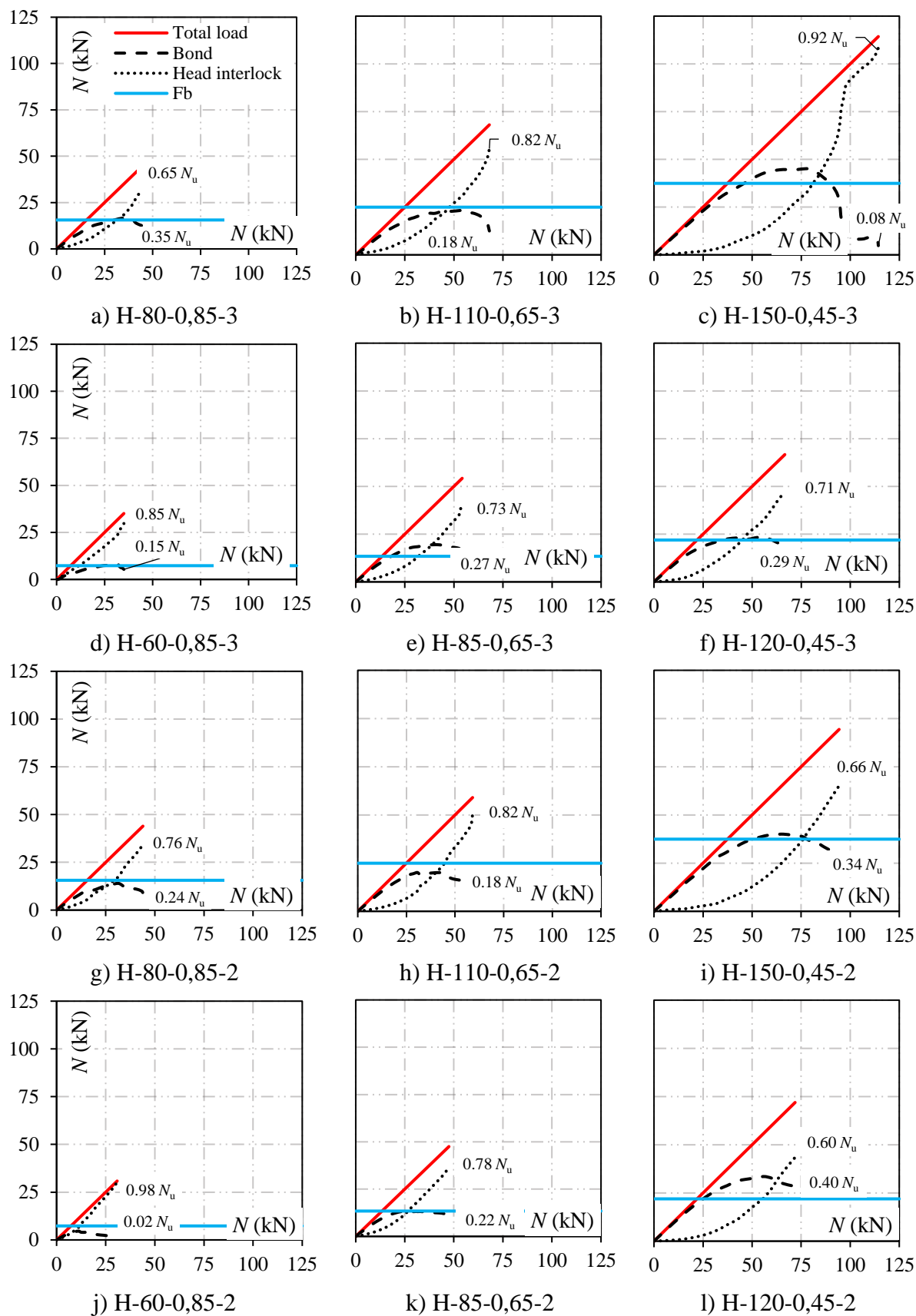


Figura 4.14 - Contribuição dos mecanismos de aderência no valor de  $N_u$  – G1 e G2

#### 4.2.6 Deformações nas armaduras de flexão ( $\epsilon_f$ )

Na Figura 4.15 são apresentadas as deformações nas armaduras longitudinais dos elementos de concreto armado, medidas de forma contínua através de extensômetros elétricos. Apesar de terem sido coletados dados de deformação em duas das barras de aço longitudinais, são apresentados os resultados de apenas uma delas, dado que os comportamentos das curvas carga-deformação foram semelhantes.

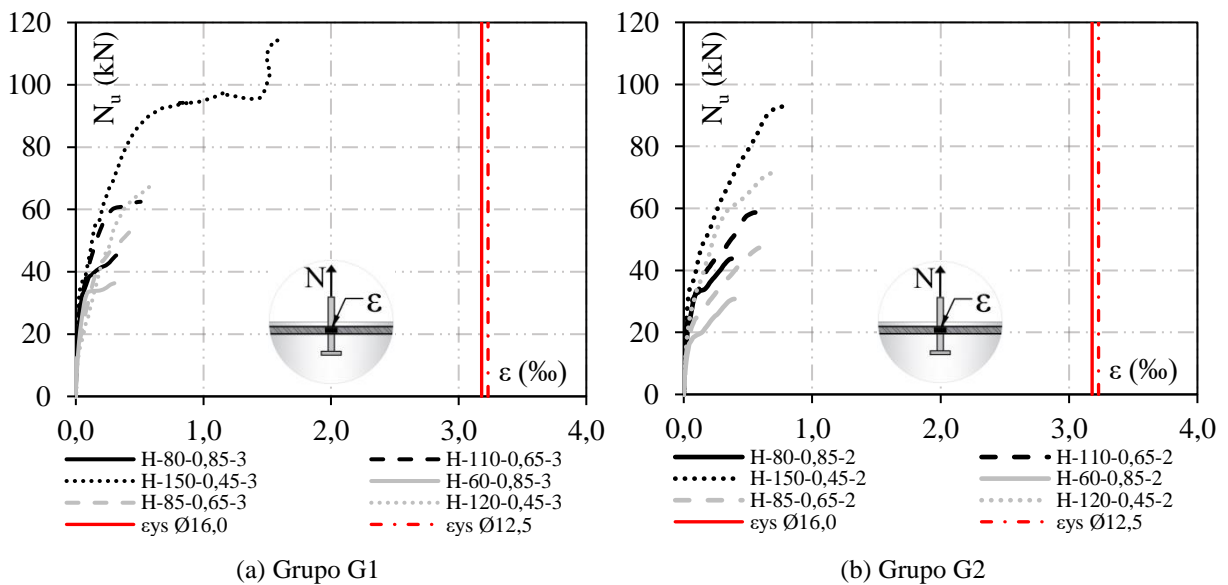


Figura 4.15 - Deformação nas armaduras longitudinais dos blocos de concreto

Os resultados mostram que as armaduras de flexão de todos os espécimes G1 e G2 trabalharam no regime elástico. As deformações de escoamento para as barras de aço CA-50 com diâmetros nominais iguais a 12,5 mm e 16 mm, representadas pelas linhas vermelhas verticais, foram aproximadamente iguais a 3,23% e 3,18%, respectivamente, e todos os valores de deformação medidos nos ensaios foram inferiores a estes. Isso indica que não houve ruptura por deformação excessiva do aço na flexão em nenhum dos espécimes ensaiados. Considerando apenas os referidos espécimes, o maior valor de deformação ocorreu para o espécime H-150-0,45-3, no qual foi registrado o maior nível de sollicitação ( $N_u = 114,24$  kN), e, para esse, a deformação máxima medida foi cerca de 1,54%.

Apesar dos baixos valores de deformação medidos nas armaduras longitudinais, buscou-se verificar a eficácia dessas no controle do nível de fissuração do concreto. Para isso, a abertura de fissura dos espécimes foi estimada utilizando-se provisões da ABNT NBR 6118 (2023) e os



dados experimentais de deformações dessas armaduras. A Tabela 4.6 apresenta essas estimativas, as quais foram determinadas pela Equação 4.1:

$$w_k = \frac{\phi_i}{12.5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_s} \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} \leq \frac{\phi_i}{12.5 \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_s} \left( \frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad \text{Equação 4.1}$$

Onde:

$\phi_i$  é o diâmetro da armadura longitudinal tracionada dentro da área  $A_{cri}$ ;

$A_{cri}$  é a área de concreto de envolvimento da armadura longitudinal tracionada formada por retângulos cujos lados não estão afastados mais de  $7,5 \phi_i$  do eixo dessa barra;

$\sigma_{si}$  é a tensão de tração na armadura longitudinal, estimada pelo produto entre o módulo de elasticidade do aço e a deformação medida na barra de aço na carga de ruptura;

$\eta_1$  é um coeficiente de aderência, igual a 2,25 para barras nervuradas de aço CA-50;

$\rho_{ri}$  é a taxa de armadura considerando  $A_{cri}$ .

Conforme a Tabela 4.6, em todos os espécimes ensaiados, as aberturas de fissura estimadas ( $w_{kNBR}$ ) foram inferiores a 0,3 mm, valor definido como limite para o Estado Limite de Utilização (ELS). Isso somado ao fato de não terem sido observadas fissuras nos elementos de concreto antes da ruptura ratificam que a armadura longitudinal controlou a abertura da fissura e as barras com cabeça foram embutidas em concreto não fissurado, conforme planejado.

Tabela 4.6 - Estimativas de abertura de fissura para os espécimes da 1ª série de ensaios

<i>Espécime</i>	$N_u$ (kN)	$\rho_f$ (%)	$\rho_{ri}$ (%)	$\epsilon_s$ (‰)	$\sigma_{si}$ (Mpa)	$w_{kNBR}$ (mm)
H-80-0,85-3	45,24	1,27	1,00	0,32	59,53	0,01
H-110-0,65-3	62,46	1,37	1,07	0,51	95,19	0,02
H-150-0,45-3	114,24	1,36	1,07	1,57	128,73	0,20
H-60-0,85-3	36,33	1,38	1,31	0,30	89,94	0,01
H-85-0,65-3	54,39	1,36	1,30	0,47	111,48	0,01
H-120-0,45-3	66,66	1,27	1,21	0,61	111,89	0,02
H-80-0,85-2	44,07	1,61	1,26	0,36	90,01	0,01
H-110-0,65-2	59,13	1,79	1,40	0,60	91,04	0,03
H-150-0,45-2	92,97	1,79	1,40	0,78	115,66	0,05
H-60-0,85-2	30,78	1,75	1,66	0,40	77,28	0,01
H-85-0,65-2	47,28	1,78	1,70	0,58	95,12	0,02
H-120-0,45-2	71,34	1,68	1,60	0,67	119,53	0,03

#### 4.2.7 Modo de ruptura

Todos os espécimes G1 e G2 falharam pela ruptura do cone de concreto, como mostra a Figura 4.16 e a Figura 4.17. Embora alguns conectores tenham atingido a tensão de início de escoamento, não houve prejuízo na análise, pois, mesmo nesses casos, a falha de ancoragem foi governada pela ruptura do cone. É importante ressaltar também que para os grupos em questão não foi feito o mapeamento de fissuras pelo fato de a falha pelo cone de concreto ser frágil, ou seja, as fissuras só apareciam com o rompimento do cone.

Analisando-se as superfícies de ruptura dos espécimes G1 e G2, é possível perceber que a inclinação das fissuras tendeu a fazer um ângulo menor com a horizontal à medida que o comprimento de ancoragem foi reduzido. Esse comportamento pode estar relacionado ao fato de que a cabeça do conector estava disposta mais próxima da armadura de flexão para os valores mais baixos de  $h_{ef}$  e essa, por sua vez, modificou o trajeto das fissuras ao confinar o concreto.

Vale ressaltar que a norma EN 1992-4 (2018) considera um fator de redução  $\psi_{re,N}$  na resistência dos conectores para valores de  $h_{ef}$  inferiores a 100 mm e quando as barras da armadura longitudinal são proximamente dispostas (espaçamento inferior a 150 mm para diâmetros nominais maiores que 10 mm). Tal minoração da resistência é fundamentada no fato de que o alinhamento de barras longitudinais pouco espaçadas entre si pode gerar um plano mais frágil e susceptível ao deslocamento quando da aplicação de forças de tração nos conectores.



(a) H-80-0,85-3



(b) H-110-0,65-3



(c) H-150-0,45-3



(d) H-60-0,85-3



(e) H-85-0,65-3



(f) H-120-0,45-3

Figura 4.16 - Superfície de ruptura dos espécimes – G1



(a) H-80-0,85-2



(b) H-110-0,65-2



(c) H-150-0,45-2



(d) H-60-0,85-2



(e) H-85-0,65-2

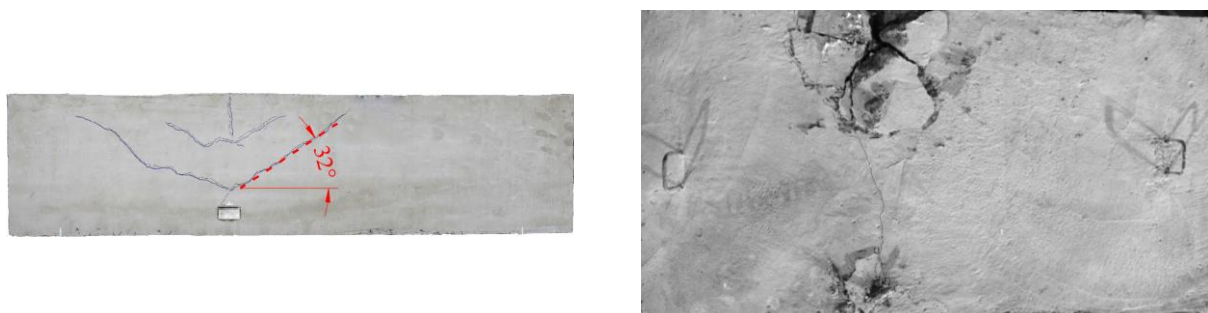


(f) H-120-0,45-2

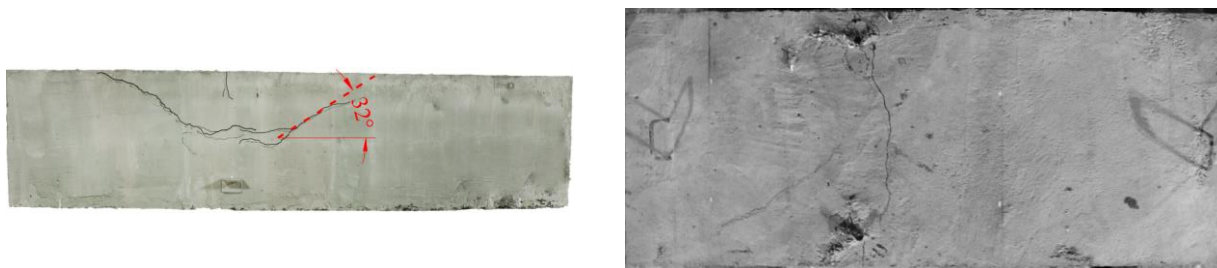
Figura 4.17 - Superfície de ruptura dos espécimes – G2

As superfícies de ruptura para os dois espécimes G3 fabricados ainda na primeira série de ensaios são apresentadas na Figura 4.18. Visto que as resistências das barras com cabeça instaladas nesses espécimes foram muito superiores àquelas estimadas com base nos códigos normativos, a falha de ancoragem dos conectores ocorreu pela ruptura da seção da barra de aço.

Entretanto, ainda foi possível observar a formação do cone de concreto. Após a formação do cone, a armadura suplementar – que atingiu a deformação de início de escoamento – possibilitou a transferência de os esforços entre o conector e o elemento de concreto ao restringir o destacamento do cone. Nesse trabalho optou-se por discutir a resistência última à tração dos espécimes G3 na próxima seção, na qual a armadura suplementar é o foco das análises.



(a) H-150-0,45-3-S\*



(b) H-120-0,45-3-S\*



(c) Detalhe da ruptura da barra do conector

Figura 4.18 - Superfície de ruptura dos espécimes – G3

### 4.3 RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA 2ª SÉRIE DE ENSAIOS

Na Tabela 4.7 e Tabela 4.8 são apresentados os valores das resistências à tração experimentais ( $N_u$ ) para as barras com cabeça pré-instaladas nos elementos de concreto armado pertencentes ao G3 e ao G4, respectivamente. Visto que as resistências medidas nos pares de conectores foram semelhantes, com um erro médio inferior a 5%, optou-se por apresentar o valor de apenas

uma delas e disponibilizar todos os dados no Anexo A. Através dos resultados, é investigado o impacto do comprimento de embutimento, dos efeitos de borda e de grupo e da presença de armadura suplementar na resistência à tração do cone de concreto ( $N_u$ ).

Tabela 4.7 - Resistência à tração das barras com cabeça – G3

<i>ID</i>	<i>Espécime</i>	$h_{ef}$ (mm)	$\Phi_s$ (mm)	$s/h_{ef}$	$N_u$ (kN)
15	H-80-0,85-3-S	80	20,0	3,0	60,6
16	H-110-0,65-3-S	110	20,0	3,0	82,9
17	H-150-0,45-3-S	150	20,0	3,0	141,0
18	H-60-0,85-3-S	60	16,0	2,9	58,3
19	H-85-0,65-3-S	85	16,0	2,9	63,8
20	H-120-0,45-3-S	120	16,0	3,0	85,1

Tabela 4.8 - Resistência à tração das barras com cabeça – G4

<i>ID</i>	<i>Espécime</i>	$h_{ef}$ (mm)	$\Phi_s$ (mm)	$s/h_{ef}$	$N_u$ (kN)
21	H-80-0,85-3-S	80	20,0	2,0	66,3
22	H-110-0,65-3-S	110	20,0	2,0	79,9
23	H-150-0,45-3-S	150	20,0	2,1	136,8
24	H-60-0,85-3-S	60	16,0	1,9	60,2
25	H-85-0,65-3-S	85	16,0	1,9	65,4
26	H-120-0,45-3-S	120	16,0	2,0	80,2

#### 4.3.1 Influência do comprimento de ancoragem no valor de $N_u$

A Tabela 4.7 mostra que a resistência última à tração das barras com cabeça nos espécimes G3 aumentou com incrementos no valor de  $h_{ef}$ . A correlação entre essas variáveis é apresentada na Figura 4.19, na qual os valores de  $N_u$  são apresentados em função de  $h_{ef}$ . Por meio de uma linha de tendência, criada com uma aproximação exponencial, o valor de  $R^2$  foi aproximadamente igual a 0,94 para os espécimes G3, indicando uma forte correlação entre as referidas variáveis. Nos espécimes G4, com os efeitos de borda e de grupo atuando simultaneamente, a correlação entre  $N_u$  e  $h_{ef}$  foi mais fraca, com  $R^2$  aproximadamente igual a 0,89.

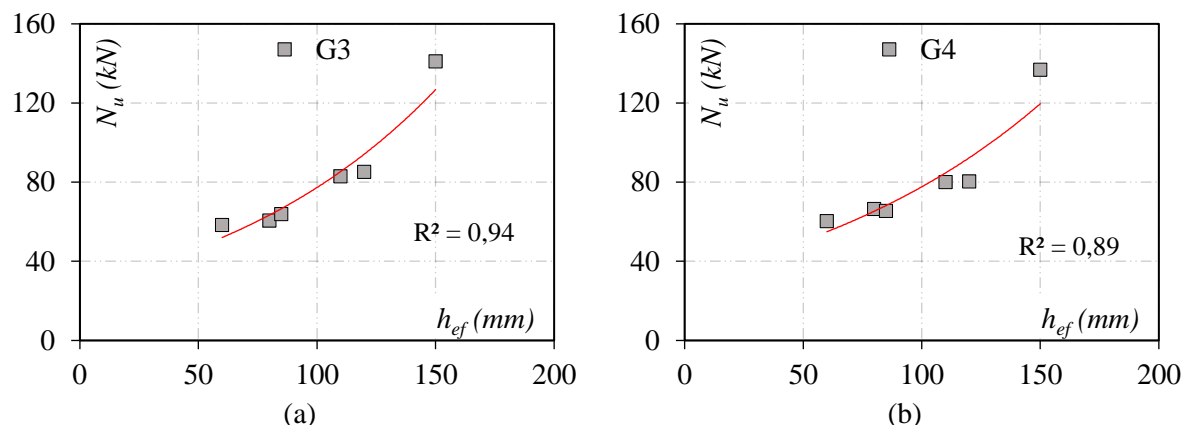


Figura 4.19 - Correlação entre  $N_u$  e  $h_{ef}$

Para analisar melhor a relação entre a carga última à tração das barras com cabeça e o comprimento de ancoragem nos espécimes G3 e G4, a Figura 4.20 apresenta os valores de  $N_u$  normalizados pelos fatores modificadores  $\psi_{A,N}$ , e  $\psi_{s,N}$  – a fim de reduzir a interferência dos efeitos de borda e de grupo no valor de  $N_u$  – em função de  $h_{ef}$ . Os resultados mostram que a presença de armadura suplementar não gerou alterações relevantes na taxa de crescimento de  $N_u$  com variações no valor de  $h_{ef}$ .

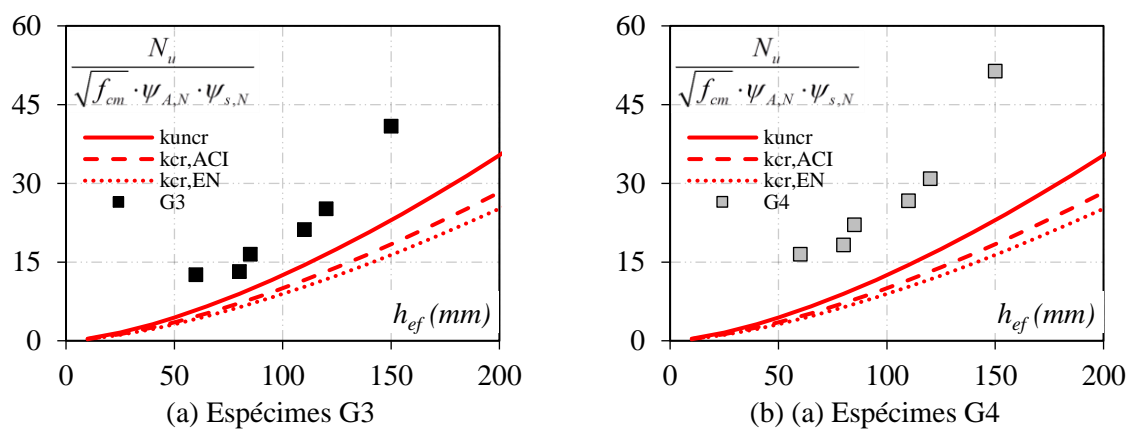


Figura 4.20 - Influência de  $h_{ef}$  na capacidade de ancoragem

Em outras palavras, mesmo com uma mudança no modo de ruptura, que passou a ser mais dúctil, uma vez que as pernas das barras de aço da armadura suplementar passaram atuar na transferência de esforços entre aço e concreto após a ruptura do cone, a taxa de crescimento de  $N_u$  continuou proporcional a  $h_{ef}^{1,5}$ . Isso indica que os modelos de cálculo para estimativa da resistência à tração de conectores com cabeça apresentados no ACI 318 (2019) e EN 1992 - 4 (2018) conseguem prever de maneira satisfatória o comportamento de  $N_u$ , mesmo sob a influência dos efeitos de borda e de grupo e da armadura suplementar.

Entretanto, vale destacar que, em comparação aos espécimes G1 e G2, os resultados mostraram-se mais conservadores. A armadura suplementar tendeu a elevar o conservadorismo das provisões normativas e reduzir a precisão dessas para estimar a resistência à tração dos conectores. Ademais, verificou-se que a utilização do valor de  $k_{umcr}$ , para o concreto não fissurado, mesmo contrariando as recomendações normativas, também forneceu estimativas de resistências mais ajustadas aos valores experimentais nos espécimes G3 e G4 .

### 4.3.2 Influência do efeito de borda no valor de $N_u$

Para analisar a influência do efeito de borda conforme os modelos teóricos das normas ACI 318 (2019) e EN 1992-4 (2018), buscou-se comparar os efeitos de borda real e teórico. Esses conceitos e o processo de cálculo para determiná-los são apresentados no item 4.2.2. Os resultados, apresentados na Figura 4.21, indicam que as prescrições normativas traduzem satisfatoriamente a influência do efeito de borda na resistência à tração das barras com cabeça dos espécimes G3 e G4. Entretanto, com a adição da armadura suplementar, os resultados mostraram-se mais conservadores em relação àqueles verificados nos espécimes G1 e G2, principalmente para maiores valores da razão  $c_{a,1}/h_{ef}$ , associada ao efeito de borda.

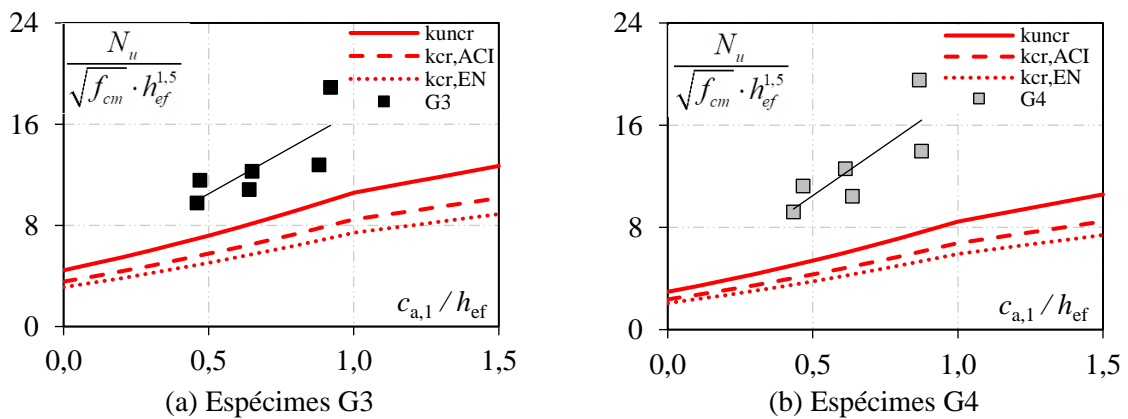


Figura 4.21 - Comparação entre os efeitos de borda real e teórico

Essa redução de precisão nas estimativas de resistência pode estar ligada ao fato de que as provisões normativas referidas não consideram a contribuição simultânea do cone de concreto e da armadura suplementar. Ademais, nota-se que a influência simultânea dos efeitos de borda e de grupo não reduziu o desempenho dos modelos de cálculo e que as estimativas feitas considerando o concreto não fissurado, utilizando-se o valor de  $k_{uncr}$ , se ajustaram melhor aos resultados experimentais.



### 4.3.3 Influência do efeito de grupo no valor de $N_u$

A influência do efeito de grupo na resistência à tração dos conectores é discutida através da Figura 4.22. Para essa análise, os valores teóricos do efeito de grupo, calculados nesta pesquisa pelo produto entre  $k$  e  $\psi_{A,N}$ , são comparados aos experimentais, dados pela normalização de  $N_u$  por  $f_{cm}^{1/2}$ ,  $h_{ef}^{1.5}$  e  $\psi_{s,N}$ . Os resultados mostram que a influência da armadura suplementar tendeu a reduzir o desempenho dos modelos de cálculo previstos nas normas ACI 318 (2019) e EN 1992-4 (2018) para prever o comportamento dos conectores sob cargas de tração.

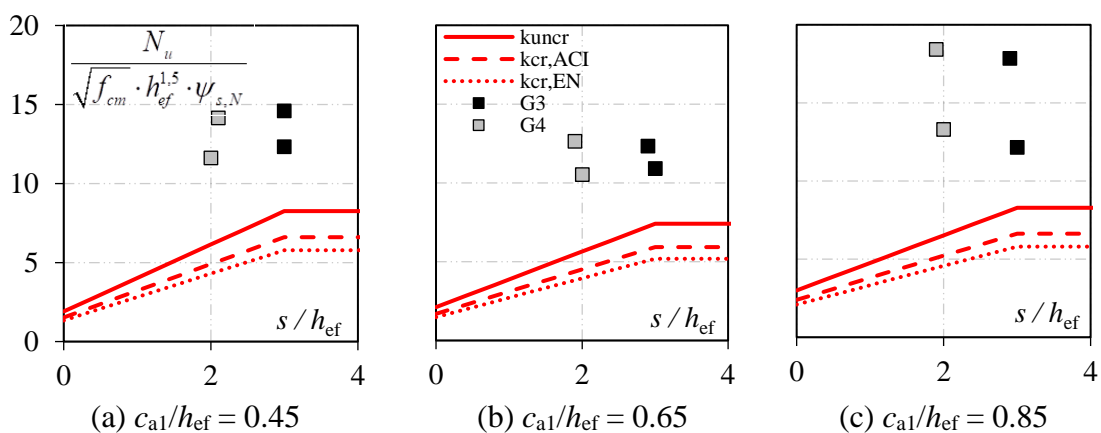


Figura 4.22 - Influência do efeito de grupo na carga última do conector

Além de elevar o conservadorismo das normas, neste trabalho, observa-se que as curvas teóricas em vermelho, associadas ao efeito de grupo, não se ajustaram bem aos valores da carga experimental normalizada com as sucessivas variações no valor da razão  $s/h_{ef}$ . Tal fenômeno pode estar relacionado ao fato de que a resistência última dos conectores ensaiados foi determinada pela armadura suplementar, que atuou transferindo esforços entre aço e concreto após a ruptura do cone.

Como mencionado anteriormente, as provisões das normas supracitadas não consideram o valor de  $N_u$  como sendo uma soma de contribuições provenientes do concreto e da armadura suplementar, simultaneamente. Dessa forma, nos casos em que a resistência do cone de concreto é superior àquela estimada apenas para armadura suplementar, essa última é desprezada. Inclusive, as normas recomendam que a resistência proporcionada pela armadura suplementar seja igual ou superior aos esforços solicitantes, de maneira que impeça o surgimento do cone, o que subestima a resistência real da ligação.

Na Figura 4.23, os valores de carga última são comparados dois a dois para os espécimes equivalentes dos grupos G3 e G4, ou seja, aqueles cuja diferença consistia apenas no valor de  $b_w$ . Observa-se que o efeito de borda pouco influenciou na resistência última à tração das barras com cabeça nos espécimes com armadura suplementar, uma vez que não foi possível estabelecer uma relação de crescimento ou decréscimo de  $N_u$  com a variação do espaçamento entre as barras com cabeça.

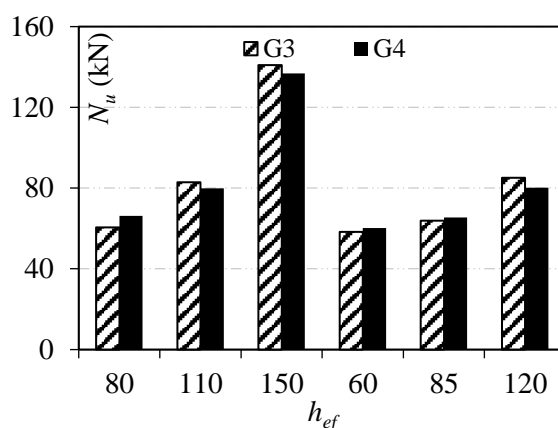


Figura 4.23 - Análise da influência do efeito de grupo – G3 e G4

#### 4.3.4 Influência da armadura suplementar no valor de $N_u$

Para investigar a influência da armadura suplementar na resistência última à tração das barras com cabeça, os espécimes da primeira série de ensaios foram utilizados como referência, uma vez que possuíam características construtivas semelhantes, exceto pela ausência dessa armadura. A Tabela 4.9 e a Tabela 4.10 apresentam os valores de resistência experimentais dos espécimes G3 e G4, os quais são comparados aos de referência ( $N_{ref}$ ), dos espécimes G1 e G2. Ademais, são apresentadas características construtivas associadas à armadura suplementar, tal como o diâmetro das barras de aço ( $\phi_{sr}$ ) e a quantidade de pernas próximas ao conector ( $n_{sr}$ ).

É importante ressaltar que dois dos espécimes mostrados na Tabela 4.9 (H-150-0,45-3-S\* e H-120-0,45-3-S\*) foram executados na primeira série de ensaios. Esses tiveram a função de investigar, de maneira exploratória, se a armadura suplementar melhoraria o desempenho dos conectores sob a influência do efeito de borda, uma vez esse foi evitado nos espécimes fabricados por Costa (2016). Também possibilitaram que espécimes com o mesmo valor de  $f_{cm}$  pudessem ser comparados, eliminando a influência da resistência do concreto na análise da eficiência da armadura suplementar.

Tabela 4.9 - Influência da armadura suplementar no valor de  $N_u - G3$ 

<i>ID</i>	<i>Espécime</i>	$h_{ef}$ (mm)	$\phi_s$ (mm)	$\phi_{sr}$ (mm)	$n_{sr}$	$N_u$ (kN)	$N_u/N_{ref}$	$\frac{N_u / \sqrt{f_{cm,2}}}{N_{ref} / \sqrt{f_{cm,1}}}$
13	H-150-0,45-3-S*	150	16,0	5,0	4	162,9	1,43	-
14	H-120-0,45-3-S*	120	12,5	6,3	2	80,7	1,21	-
15	H-80-0,85-3-S	80	20,0	6,3	2	60,6	1,34	1,39
16	H-110-0,65-3-S	110	20,0	6,3	2	82,9	1,33	1,38
17	H-150-0,45-3-S	150	20,0	5,0	4	141,0	1,23	1,28
18	H-60-0,85-3-S	60	16,0	6,3	2	58,3	1,60	1,67
19	H-85-0,65-3-S	85	16,0	6,3	2	63,8	1,17	1,22
20	H-120-0,45-3-S	120	16,0	6,3	2	85,1	1,28	1,33
<b>Média</b>							1,27	1,32
<b>Desio Padrão</b>							0,07	0,07
<b>Coefficiente de Variação</b>							5,4%	5,4%

Tabela 4.10 - Influência da armadura suplementar no valor de  $N_u - G4$ 

<i>ID</i>	<i>Espécime</i>	$h_{ef}$ (mm)	$\phi_s$ (mm)	$\phi_{sr}$ (mm)	$n_{sr}$	$N_u$ (kN)	$N_u/N_{ref}$	$\frac{N_u / \sqrt{f_{cm,2}}}{N_{ref} / \sqrt{f_{cm,1}}}$
21	H-80-0,85-2-S	80	20,0	6,3	2	66,3	1,50	1,56
22	H-110-0,65-2-S	110	20,0	6,3	2	79,9	1,35	1,41
23	H-150-0,45-2-S	150	20,0	5,0	4	136,8	1,47	1,53
24	H-60-0,85-2-S	60	16,0	6,3	2	60,2	1,96	2,03
25	H-85-0,65-2-S	85	16,0	6,3	2	65,4	1,38	1,44
26	H-120-0,45-2-S	120	16,0	6,3	2	80,2	1,12	1,17
<b>Média</b>							1,37	1,42
<b>Desio Padrão</b>							0,15	0,16
<b>Coefficiente de Variação</b>							10,9%	10,9%

Os resultados indicaram que, em todos os casos, a armadura suplementar tendeu a elevar a resistência do cone de concreto à tração das barras com cabeça. Com base nos espécimes H-150-0,45-3-S\* e H-120-0,45-3-S\*, nos quais eliminou-se a influência de  $f_{cm}$  na análise, verificaram-se aumentos aproximados de 43% e 21% no valor de  $N_u$ . Ressalta-se ainda que nesses dois ensaios a falha ocorreu pela ruptura da barra de aço dos conectores, apesar de armadura suplementar ter atingido a deformação de início de escoamento. Por essa razão, os diâmetros dos conectores foram aumentados na série subsequente.

Para analisar a contribuição da armadura suplementar no desempenho dos demais conectores, é importante destacar que os resultados obtidos para os espécimes com  $h_{ef} = 60$  mm foram excluídos dos cálculos de média, desvio padrão e variância. Isso justifica-se pelo fato de o aumento de resistência nos tais ser muito superior ao verificado nos demais espécimes e não corresponder à realidade. Durante a realização do ensaio, observou-se claramente no espécime

H-60-0,85-3-S que a proximidade entre cabeça do conector e a barras longitudinais, pouco espaçadas entre si, fez com que essas impedissem o deslocamento vertical do conector após a ruptura do cone e do esmagamento da camada de concreto pouco espessa acima da cabeça. Foi possível verificar que a cabeça da barra passou a se apoiar diretamente nas barras longitudinais nos estágios finais de carregamento, como mostra a Figura 4.24.



Figura 4.24 - Deformação local da armadura longitudinal do espécime H-60-0,85-3-S.

Posto isso, comparando-se diretamente os resultados obtidos para os espécimes G3 e G1 (ver Tabela 4.9), sob a influência do efeito de borda, verificou-se que a armadura suplementar proporcionou um incremento médio aproximado de 27% no valor de  $N_u$ . Entretanto, devido à diferença de resistência à compressão média do concreto, para aprimorar essa análise, os valores de  $N_u$  foram normalizados por  $f_{cm}$ , a fim de atenuar a influência desse parâmetro na análise. A nova média indicou que a armadura suplementar aumentou o valor de  $N_u$  em aproximadamente 32%. Note-se que, nesse caso, tanto o desvio padrão quanto o coeficiente de variação foram baixos, iguais a 0,07 e 0,05, respectivamente.

Ao avaliar os espécimes com a influência simultânea dos efeitos de borda e de grupo (G2 e G4), a Tabela 4.10 mostra que a contribuição da armadura suplementar para o valor de  $N_u$  tornou-se um pouco mais relevante em relação àquela observada nos espécimes G3. Houve um aumento médio de aproximadamente 42% na resistência, considerando a normalização por  $f_{cm}$ . Notou-se também que o efeito de grupo elevou a dispersão dos resultados, algo já esperado, uma vez que esse tende a aumentar o distúrbio das tensões internas. O desvio padrão e o coeficiente de variação foram iguais a 0,16 e 0,11, respectivamente.

Ao contrastar esses resultados com aqueles obtidos por Costa (2016), cujas características foram apresentadas na Tabela 3.5, buscou-se averiguar se o efeito de borda afetou a contribuição da armadura suplementar na resistência última das barras com cabeça. Entretanto, uma vez que as características construtivas dos espécimes variaram, inicialmente investigou-se como a área de armadura suplementar ( $A_{sr}$ ), a distância radial entre essa e o conector ( $s_r$ ) e o ângulo das pernas com o plano horizontal influenciaram no desempenho da referida armadura.

Com esse objetivo, os ensaios realizados por Costa (2016) foram analisados. A Tabela 4.11 apresenta um resumo das resistências experimentais das barras com cabeça e a Figura 4.25 apresenta curvas carga-deformação da armadura suplementar de  $A_{sr}$ , da razão entre a distância radial da perna ao conector e o comprimento de ancoragem ( $s_r/h_{ef}$ ) e do ângulo dessas pernas com o plano horizontal ( $\theta_{sr}$ ). Nesses espécimes, os extensômetros foram posicionados na interseção prevista entre a superfície de ruptura do cone de concreto e a armadura suplementar com o objetivo de medir as máximas deformações.

Tabela 4.11 - Influência da armadura suplementar no valor de  $N_u$  – Costa (2016)

Espécime	$A_{sr}$ ( $mm^2$ )		$s_r/h_{ef}$	$N_u$	$N_u/N_{ref}$
	1ª Cam.	2ª Cam.			
A4-5-50-0	78,5		0,55	128,0	1,78
A4-6-50-0	124,7		0,55	158,0	2,19
A4-8-50-0	201,1		0,55	159,5	2,22
A4-6-62-0	124,7		0,63	115,0	1,60
A4-6-125	124,7		1,15	88,0	1,22
A8-6-45-35	124,7	124,7	0,50	168,0	2,33
Aw4-6-50-0	124,7		0,55	118,5	1,65

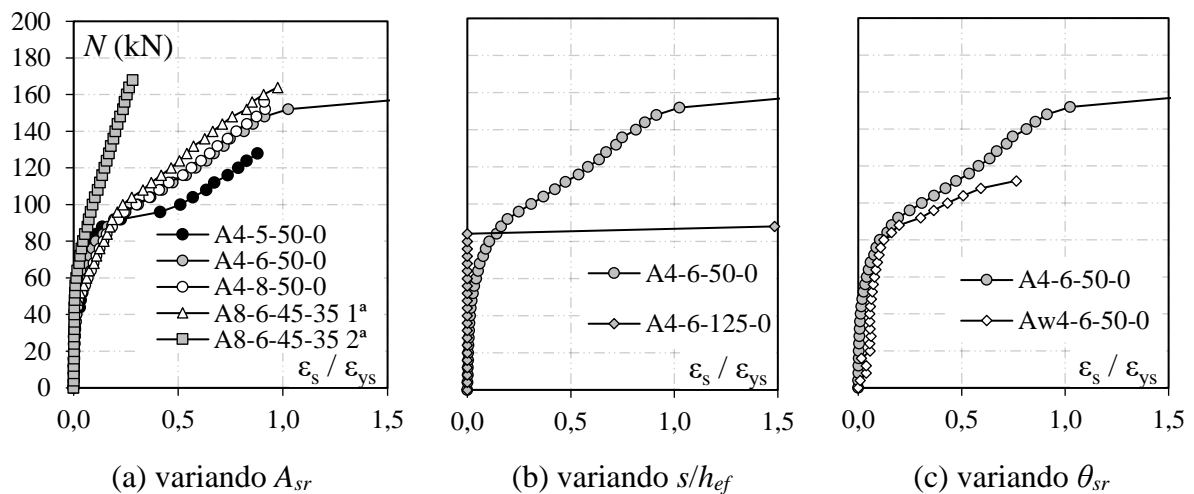


Figura 4.25 - Curva carga-deformação da armadura suplementar

Primeiramente, com base nos resultados, é importante destacar que a armadura suplementar atingiu a deformação de início de escoamento do aço em praticamente todos os ensaios. A exceção só foi observada para o espécime A8-6-45-35, no qual a armadura foi posicionada em duas camadas dentro da área prevista para o cone de ruptura. O aço da primeira camada, distante  $0,5 \cdot h_{ef}$  do conector, escoou antes da carga de ruptura. A segunda camada, por sua vez, situada a uma distância de  $0,78 \cdot h_{ef}$  do conector, atingiu apenas 30% da deformação, aproximadamente. Isso mostra que a distância entre a perna e o conector pode afetar consideravelmente a eficiência da armadura suplementar.

A Figura 4.25b ratifica a ideia de que é crucial posicionar a referida armadura próxima ao conector, recomendação expressa nas normas ACI 318 (2019) e EN 1992-4 (2018). No espécime A4-6-50-0 observa-se que as deformações na armadura suplementar ocorreram de maneira gradual a partir do momento em que ela foi ativada, aumentando a eficiência da barra com cabeça em termos de resistência e ductilidade. Por outro lado, no espécime A4-6-125-0, a armadura suplementar atingiu o escoamento de maneira abrupta, ou seja, essa só foi ativada na iminência da ruptura, reduzindo drasticamente a sua contribuição para a resistência do conector.

Como esperado, a Figura 4.25a mostra que os incrementos no valor de  $A_{sr}$  tenderam a aumentar de maneira consistente e gradual a contribuição da armadura suplementar na resistência última à tração das barras com cabeça. Considerando os espécimes com quatro pernas em torno do conector, a maior resistência foi averiguada naquele em que foram utilizadas barras com maior diâmetro, 8,0 mm. Entretanto, é importante mencionar que há uma taxa a partir da qual as contribuições das pernas no valor de  $N_u$  tornam-se desprezíveis.

Ao variar os diâmetros das pernas de 5,0 mm para 6,3 mm, elevando em torno de 59% o valor de  $A_{sr}$ , a alteração no ganho de resistência foi significativa e esse mudou de 78% para 119%. No entanto, a mudança do diâmetro de 6,3mm para 8,0 mm, representando um novo incremento de aproximadamente 61% no valor de  $A_{sr}$ , proporcionou um aumento de aproximadamente 122% no valor de  $N_u$ , resultado muito próximo daquele obtido anteriormente (119%). Isso indica que, para os referidos ensaios ( $h_{ef} = 110$  mm e  $s_r/h_{ef} = 0,55$ ),  $A_{sr} = 125$  mm<sup>2</sup> estava associado a uma taxa de armadura ideal, limite. Em outras palavras, o ganho de resistência à tração dos conectores não cresce indefinidamente com sucessivos incrementos no valor de  $A_{sr}$ , mesmo que a distância entre as pernas e o conector seja mantida constantes.

No que concerne ao ângulo da perna com o plano horizontal, a Figura 4.25c mostra que a utilização de pernas inclinadas ( $\theta_{sr} = 50^\circ$ ) como armadura suplementar reduziu a eficiência dessas em comparação àquelas posicionadas verticalmente ( $\theta_{sr} = 90^\circ$ ). Para um estágio de carregamento de 90 kN, observa-se que a deformação aumentou com mais intensidade nas pernas inclinadas em relação às verticais. Isso pode ser justificado pelo fato de as pernas da armadura suplementar do espécime A4-6-50-0 ( $\theta_{sr} = 90^\circ$ ) estarem situadas mais próximas da cabeça do conector, o que as tornaram mais efetivas para controlar a propagação das fissuras de ruptura do cone, como pode ser observado na Figura 4.26.

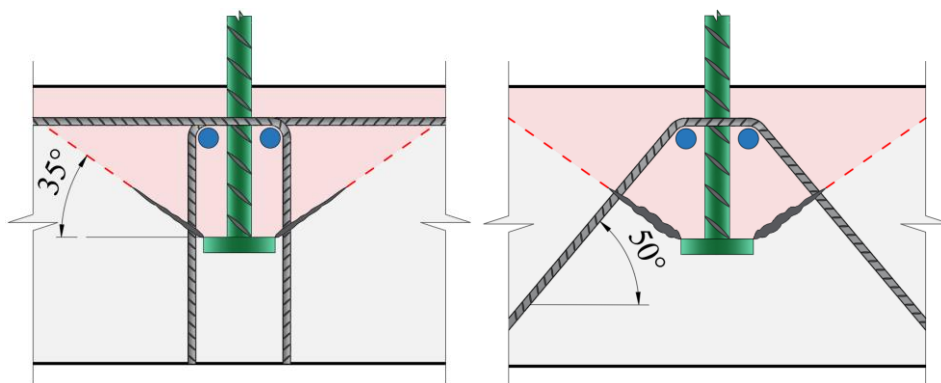


Figura 4.26 - Influência de  $\theta_{sr}$  no controle de propagação da fissura de ruptura do cone

Posto isso, a fim de analisar se os efeitos de borda e de grupo afetaram a contribuição da armadura suplementar na resistência última das barras com cabeça, foram comparados entre si espécimes com valores próximos de  $A_{sr}$ ,  $s_r/h_{ef}$  e  $\theta_{sr}$ . Assim, contrastando os resultados obtidos para os espécimes A4-5-50-0 ( $A_{sr} = 78,5 \text{ mm}^2$ ;  $s_r/h_{ef} = 0,55$ ;  $\theta_{sr} = 90^\circ$ ) e H-110-0,65-3-S ( $A_{sr} = 62,3 \text{ mm}^2$ ;  $s_r/h_{ef} = 0,45$ ;  $\theta_{sr} = 90^\circ$ ), verificou-se que o ganho de resistência em relação ao espécime de referência, proporcionado pela armadura suplementar, foram significativamente diferentes, aproximadamente 78% e 38%, respectivamente. Apesar das diferenças construtivas, isso indica que a redução no desempenho da armadura suplementar pode estar associada ao efeito de borda.

Dada a relevância de  $A_{sr}$  para o desempenho da armadura suplementar, também foram comparados entre si os espécimes A4-6-50-0 e H-150-0,45-3-S, com mesmos valores de  $A_{sr}$  e  $\theta_{sr}$  e valores próximos de  $s_r/h_{ef}$  (0,55 e 0,50, respectivamente). Novamente, observou-se que o ganho de resistência à tração proporcionado pela referida armadura continuou inferior no segundo espécime (28%) em relação ao que foi observado por Costa (2016) no primeiro, (119%). Tal resultado ratifica a ideia de que o efeito de borda pode reduzir a eficiência da

armadura suplementar. É importante frisar que, apesar da diferença no valor de  $h_{ef}$ , a Figura 4.27 mostra que esse parâmetro apresentou pouca ou nenhuma influência no desempenho dessa armadura, considerando a falha pelo cone de concreto e  $h_{ef}$  não superior a 150 mm.

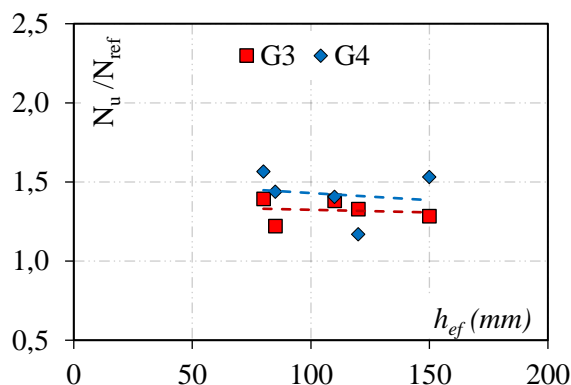


Figura 4.27 - Influência de  $h_{ef}$  no desempenho da armadura suplementar.

Por fim, ao analisar dois a dois os espécimes G3 e G4 com as mesmas características construtivas, exceto pela redução da distância entre os conectores, verificou-se que a eficiência da armadura suplementar tendeu a ser ligeiramente superior nos casos em que houve a atuação simultânea dos efeitos de borda e de grupo. Enquanto nos espécimes G3 o aumento no valor de  $N_u$  foi em média 32%, nos espécimes G4 esse incremento foi na ordem de 42%. Além disso, nota-se que o efeito de grupo elevou a dispersão dos resultados.

#### 4.3.5 Deslizamento dos conectores

A Figura 4.28 apresenta os resultados referentes ao deslizamento das barras com cabeça dos espécimes da G3 e G4 da segunda série de ensaios. Para a obtenção do deslizamento real ( $\xi$ ), os valores medidos através dos LVDTs 3 e 4 foram subtraídos daqueles medidos pelos LVDTs 1 e 2, respectivamente, processo explicado com mais detalhes no item 3.5.1. Com base nos resultados, de maneira geral, é possível observar que a rigidez da curva carga-deslizamento não foi influenciada pela variação de  $h_{ef}$ , da razão  $c_{a1}/h_{ef}$  ou da razão  $s/h_{ef}$ .

Com base nos resultados, notou-se que a armadura suplementar aumentou significativamente a ductilidade da ruptura das barras com cabeça. Diferentemente do que foi observado nos espécimes G1 e G2, os quais perderam a capacidade resistente com deslizamentos inferiores a 0,5 mm, a armadura suplementar atuou na transferência de esforços após a formação do cone



(indicado no gráfico pela primeira queda de carga) e possibilitou registros de deslizamentos superiores a 4 mm na carga última.

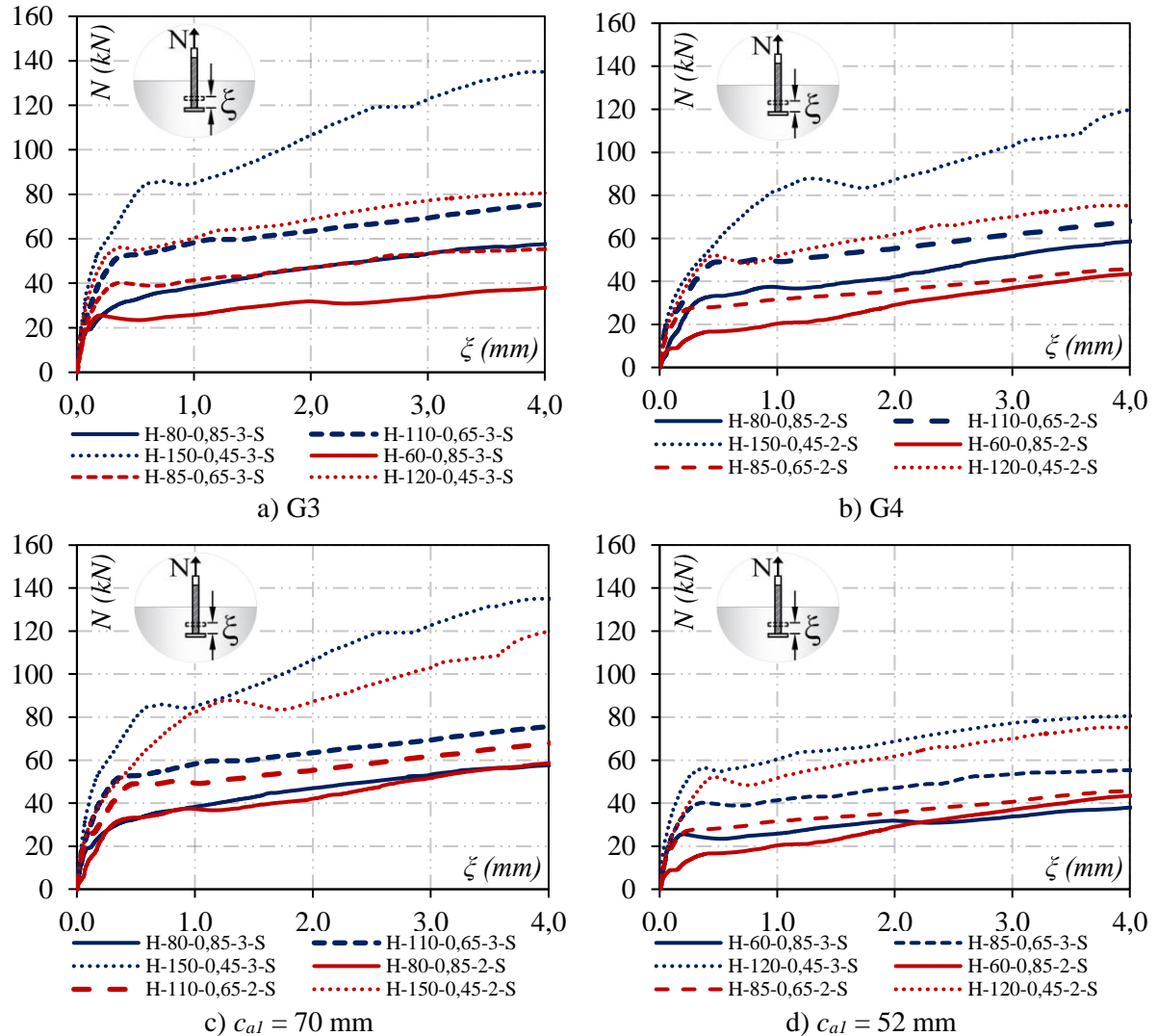


Figura 4.28 - Curva carga-deslizamento

Comparando-se os espécimes G3 e G4 com base na Figura 4.28c e Figura 4.28d, verificou-se que o efeito de grupo tendeu a reduzir tanto a carga última quanto na resistência residual pós-pico. Esse foi o mesmo padrão de comportamento observado nos espécimes sem armadura suplementar (G1 e G2), ou seja, mesmo com a alteração do modo de ruptura – ruptura do cone de concreto seguido pelo escoamento da armadura suplementar – a influência do efeito de grupo no valor de  $N_u$  não apresentou mudanças relevantes. Por fim, para estágios de carregamento superiores a 20 kN, diferente do que fora observado nos espécimes G1 e G2, o efeito de grupo reduziu a rigidez da curva carga-deslizamento dos espécimes G3 e G4.

### 4.3.6 Deformações nos conectores

#### 4.3.6.1 Deformações do conector na região externa ao concreto

A Figura 4.29 apresenta as deformações das barras com cabeça, na região externa ao concreto, em função das forças de tração para os espécimes G3 e G4. São ilustradas também as deformações de escoamento  $\epsilon_{ys}$  para as barras de aço CA-50 com diâmetros nominais de 16,0 mm e 20,0 mm, as quais foram utilizadas no processo fabril dos conectores. Uma vez que as deformações foram semelhantes nos pares de barras com cabeça, mostra-se a curva carga-deformação até a ruptura de um único conector por espécime.

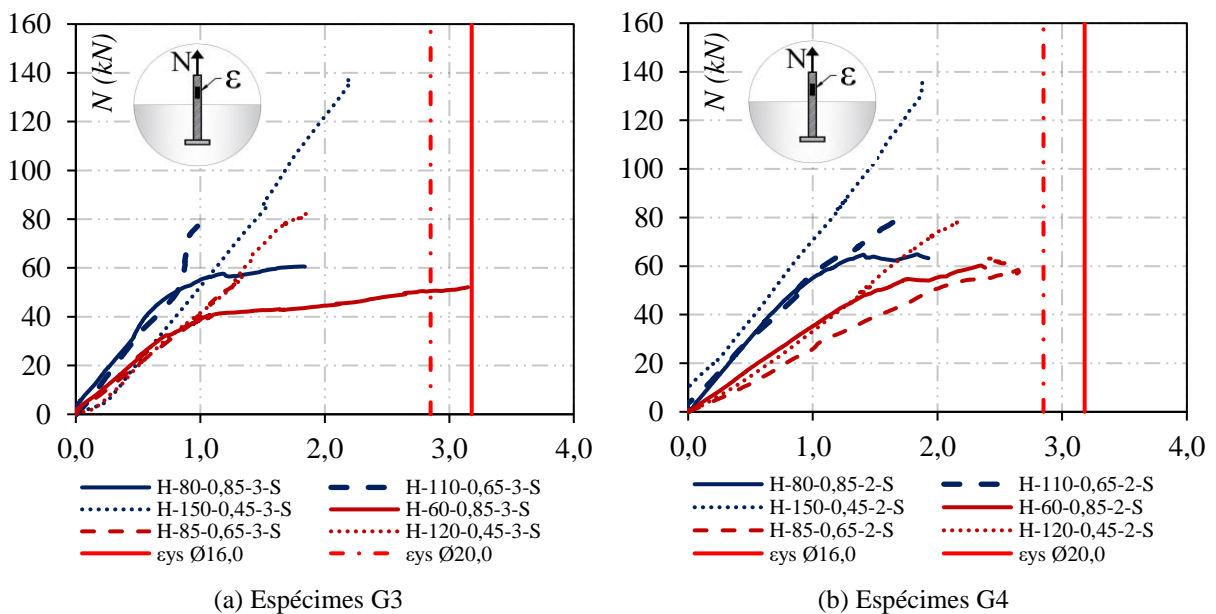


Figura 4.29 - Deformações dos conectores na região externa ao concreto

Os resultados sugerem que, em geral, as deformações medidas nos conectores  $\epsilon_s$  foram inferiores às de escoamento do aço  $\epsilon_{ys}$ , ou seja, as barras com cabeça trabalharam no domínio elástico até falharem nos ensaios de tração. A exceção foi o espécime H-60-0,85-3-S, no qual, devido ao pequeno comprimento de ancoragem da barra com cabeça ( $h_{ef} = 60$  mm), dada a proximidade da cabeça em relação às barras da armadura longitudinal, os conectores passaram a apoiar-se diretamente sobre essas barras nos estágios finais de carregamento, possibilitando que a tensão de escoamento fosse atingida. Essa situação foi apresentada com mais detalhes no item 4.3.4.

#### 4.3.6.2 Comparação das deformações dos conectores nas regiões externa e interna ao concreto

As Figura 4.30 e Figura 4.31 apresentam as deformações dos conectores, nas regiões externa e interna ao elemento de concreto armado, em função das solicitações de tração para os espécimes G3 e G4. As linhas vermelhas verticais representam as deformações de escoamento  $\epsilon_{ys}$  das barras de aço CA-50 com diâmetros nominais de 16,0 mm e 20,0 mm que foram usadas para fabricar as hastes das barras com cabeça.

Como mencionado anteriormente, uma vez que as deformações medidas nos pares de conectores foram semelhantes em termos de comportamento e de intensidade, para o mesmo ponto de leitura, são mostradas curvas carga-deformação de uma barra com cabeça por espécime. A curva tracejada representa as deformações medidas na região externa ao concreto, sem a interferência de tensão de aderência, e a linha contínua representa aquelas medidas na região interna ao concreto. Essas leituras foram realizadas de forma contínua até a falha do conector, caracterizada pela ruptura do cone de concreto seguida pelo escoamento da armadura suplementar.

Os resultados mostram que os valores de deformação do aço dentro e fora do concreto foram semelhantes até a falha das barras com cabeça, diferentemente do que foi observado nos espécimes G1 e G2 da primeira série de ensaios. Isso mostra que a armadura suplementar tornou menos relevante a contribuição da aderência desenvolvida ao longo da haste dos conectores na resistência última desses à tração. Tal comportamento justifica-se pelo fato de que nos espécimes G3 e G4 essa resistência passou a ser composta pela soma de três parcelas de contribuição provenientes da aderência, do engrenamento da cabeça e da armadura suplementar e a segunda já havia se mostrado ser o principal mecanismo de ancoragem nos casos em que a falha foi governada pelo cone de concreto.

Assim, com uma falha mais dúctil, caracterizada pelo desenvolvimento de fissuras no cone após sua formação, dado que a armadura suplementar proporcionou a continuidade na transferência de esforços, esperava-se que a tensão de aderência fosse menos relevante na resistência à tração das barras com cabeça na segunda série de ensaios. Ademais, é importante destacar que embora a tensão de início de escoamento do aço tenha sido alcançada nos espécimes H-60-0,85-3-S, não foram observadas alterações significativas no modo de ruptura.

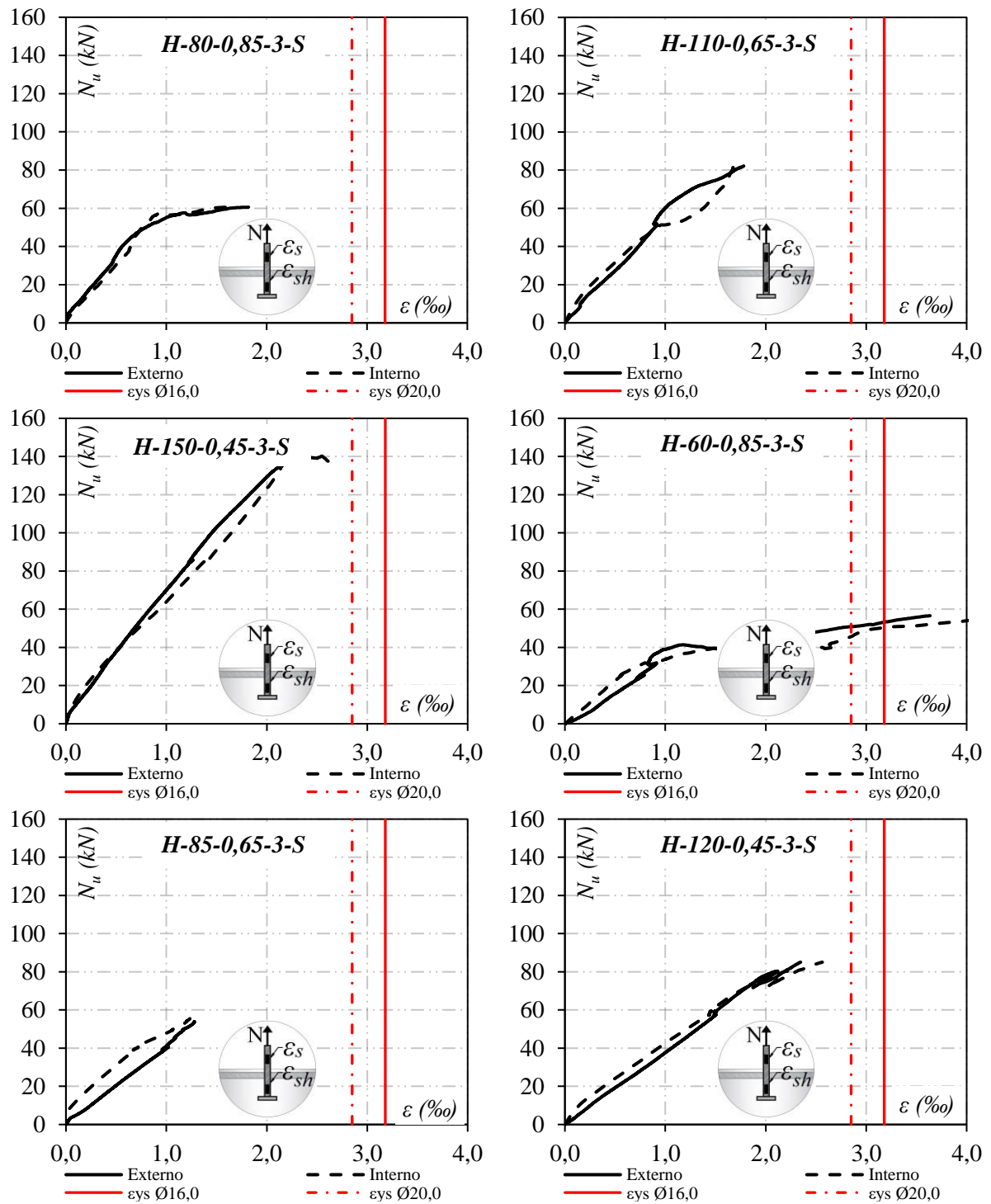


Figura 4.30 - Comparação das deformações  $\epsilon_s$  e  $\epsilon_{sh}$  – G3

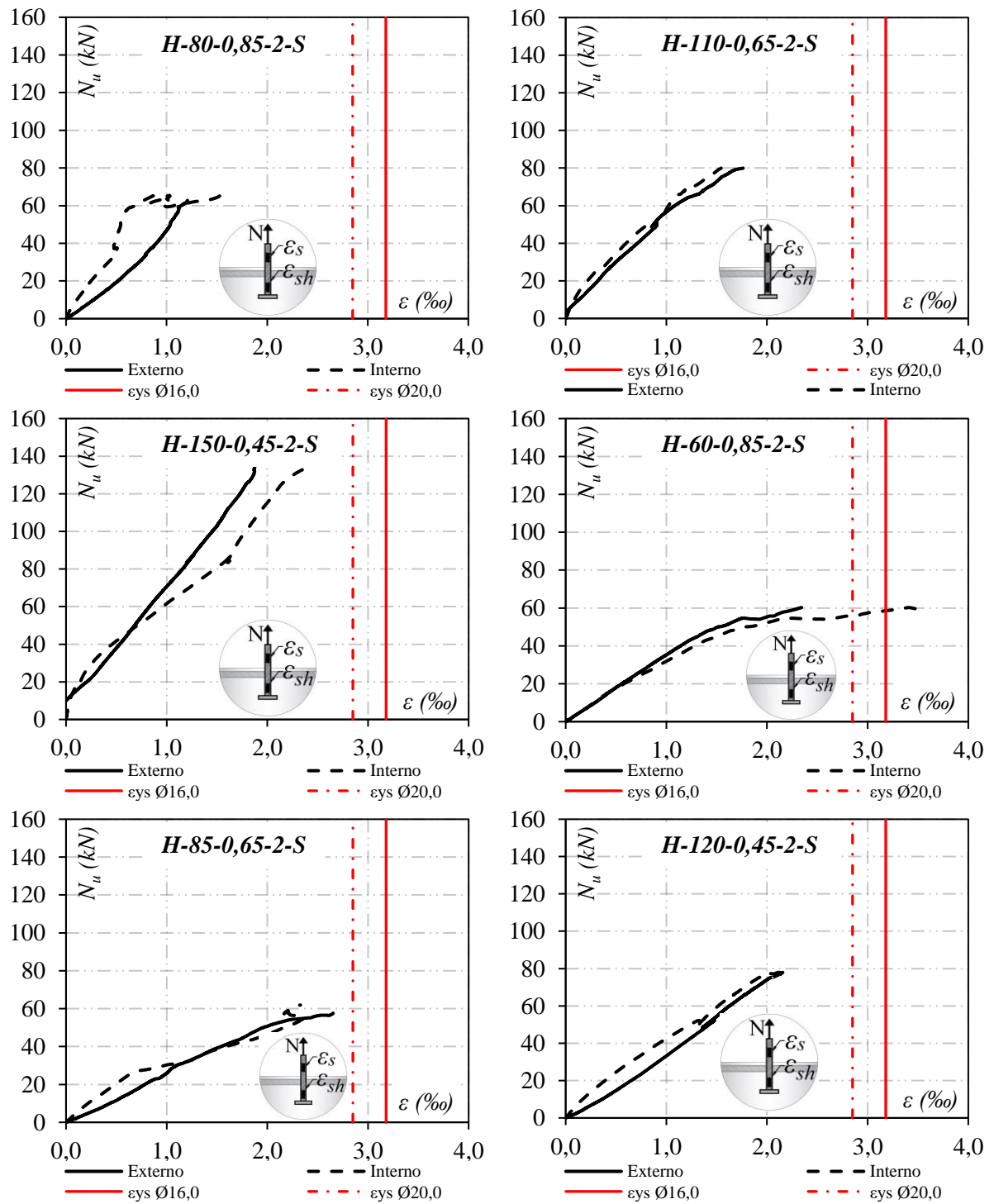


Figura 4.31 - Comparação das deformações  $\epsilon_s$  e  $\epsilon_{sh}$  – G4

#### 4.3.7 Deformações nas armaduras de flexão ( $\epsilon_f$ )

Na Figura 4.32 são apresentadas as deformações nas armaduras longitudinais dos elementos de concreto armado, medidas de forma contínua através de extensômetros elétricos. Uma vez que os comportamentos das curvas carga-deformação foram semelhantes nas duas barras instrumentadas, são apresentados os resultados para apenas uma delas.

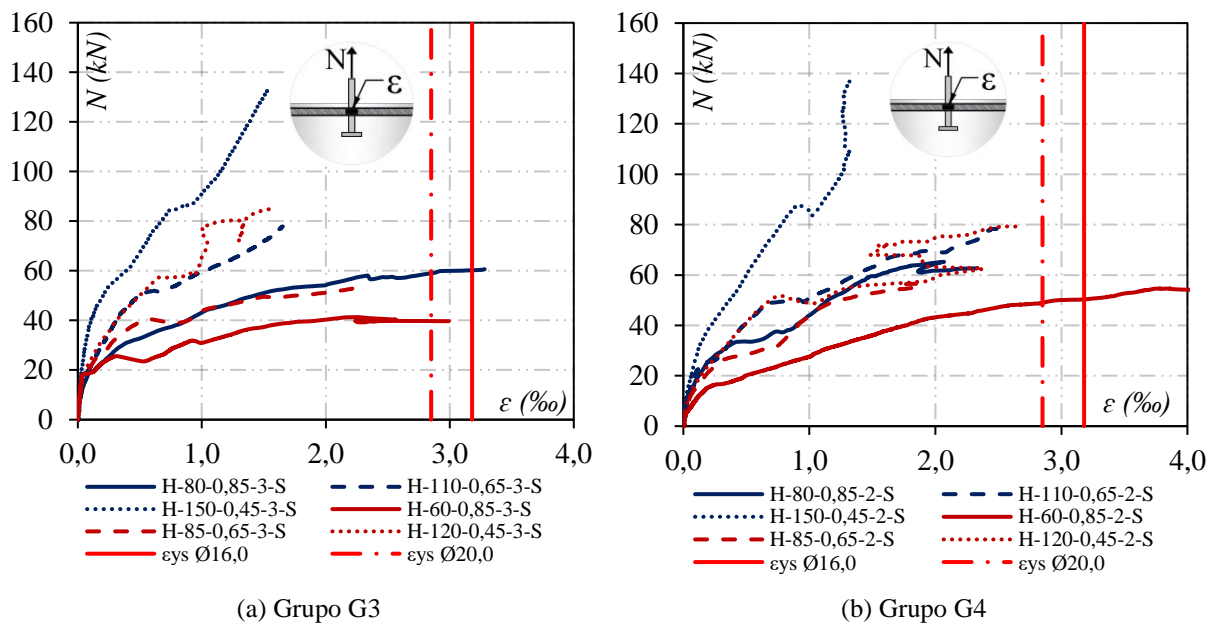


Figura 4.32 - Deformação nas armaduras longitudinais dos blocos de concreto

Os resultados mostram que as barras longitudinais dos blocos de concreto armado trabalharam no regime elástico na maioria dos ensaios. As exceções foram os espécimes H-80-0,85-3-S, H-60-0,85-3-S e H-60-0,85-2-S. Para os dois últimos, como fora evidenciado com detalhes no item 4.3.4, o baixo comprimento de ancoragem nos tais ( $h_{ef} = 60$  mm) possibilitou que as cabeças dos conectores se apoiassem diretamente sobre as barras longitudinais nos estágios finais de carregamento. Como resultado, essas barras atingiram a deformação de início de escoamento (representada pelas linhas verticais vermelhas) na região em que houve o contato.

Apesar disso, em todos os espécimes G3 e G4, a falha de ancoragem ocorreu pela ruptura do cone de concreto seguida pelo escoamento da armadura suplementar. Durante a execução dos ensaios, as leituras de deslocamento vertical nos elementos de concreto não mostraram alterações relevantes no valor de suas flechas nem houve sinais de ruptura por fendilhamento ou flexão. Para aprofundar essa análise, utilizando-se a Equação 4.1 e os dados experimentais de deformações nas armaduras longitudinais, estimaram-se as aberturas de fissura nos elementos de concreto armado as quais são apresentadas na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 - Estimativas de abertura de fissura para os espécimes da 2ª série de ensaios

<i>Espécime</i>	$N_u$ (kN)	$\rho_f$ (%)	$\rho_{ri}$ (%)	$\epsilon_s$ (‰)	$\sigma_{si}$ (Mpa)	$w_{kNBR}$ (mm)
H-80-0,85-3-S	60,60	1,36	1,30	3,28	-	-
H-110-0,65-3-S	82,90	1,37	1,07	2,19	424,86	0,42
H-150-0,45-3-S	141,00	1,36	1,07	1,60	310,4	0,23
H-60-0,85-3-S	58,30	1,38	1,31	2,99	562,12	0,47
H-85-0,65-3-S	63,80	1,36	1,30	2,26	424,88	0,34
H-120-0,45-3-S	85,10	1,27	1,21	1,64	308,32	0,18
H-80-0,85-2-S	66,30	1,73	1,64	2,33	452,02	0,30
H-110-0,65-2-S	79,90	1,79	1,40	2,58	500,52	0,48
H-150-0,45-2-S	136,80	1,79	1,40	1,32	256,08	0,15
H-60-0,85-2-S	60,20	1,75	1,66	4,30	-	-
H-85-0,65-2-S	65,40	1,78	1,70	1,76	330,88	0,21
H-120-0,45-2-S	80,20	1,68	1,60	2,66	500,08	0,35

Os resultados apresentados mostram que o nível de fissuração do concreto nos espécimes com armadura suplementar foi maior em relação àquele observado nos elementos G1 e G2, sem a presença dessa armadura. Nesses últimos, enquanto as aberturas de fissuras mantiveram-se inferiores a 0,03 mm na maioria dos casos, nos espécimes G3 e G4 essas ultrapassaram o valor limite estabelecido para o ELS (0,3 mm) em muitos dos ensaios. Tal fenômeno ocorreu porque não foram feitas alterações na taxa de armadura longitudinal desses elementos de concreto, já que esse parâmetro poderia interferir na resposta experimental das barras com cabeça, mascarando o efeito da armadura suplementar.

Estudos experimentais realizados por Nilsson *et al.* (2011) mostraram que a disposição e a taxa da armadura superficial de flexão podem melhorar o desempenho de conectores com cabeça sob esforços de tração. Ao analisar os espécimes G0-F ensaiados por Costa (2016), observaram-se alterações no nível de fissuração do concreto e, conseqüentemente, na resistência do cone de concreto em função de variações na taxa de armadura longitudinal de flexão.

Com base nas deformações medidas nessa armadura e na zona comprimida de concreto, utilizando-se recomendações presentes no *fib Model Code* (2010), foram estimadas as aberturas ( $w_k$ ) de fissura durante a aplicação de cargas (ver Figura 4.33). Os resultados indicam que a taxa de armadura longitudinal pode afetar significativamente a resposta experimental dos conectores ao ser utilizada para controlar a abertura de fissura. O menor valor de  $w_k$  e o maior valor de  $N_u$  foram observados no espécime com a maior taxa de armadura, F-110-3,2.

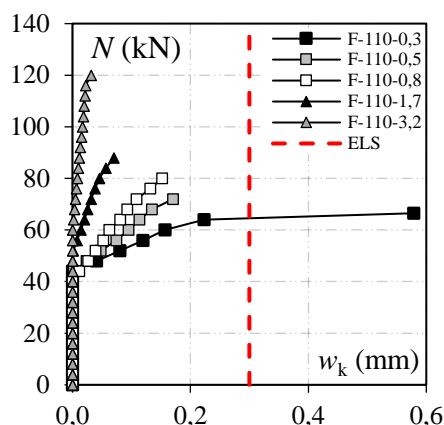


Figura 4.33 - Estimativa das aberturas de fissura nos espécimes G0-F.

Posto isso, para que fosse investigada a real influência da armadura suplementar no desempenho das barras com cabeça, por mais que fosse possível um ganho de resistência, o que tenderia a elevar o grau de fissuração do concreto, foi preciso manter a taxa de armadura dos espécimes de referência. Além disso, por mais que a abertura de fissura que caracteriza o limite do ELS tenha sido ultrapassada em alguns casos, vale ressaltar que em nenhum dos ensaios houve alteração do modo de ruptura, não houve falha por flexão.

#### 4.3.8 Deformações nas armaduras suplementares

A Figura 4.34 apresenta as deformações do aço nas armaduras suplementares posicionadas próxima às barras com cabeça nos espécimes G3 e G4. Essas foram medidas de forma contínua através de extensômetros elétricos posicionados na parte superior das pernas dos estribos conforme ilustrado no item 3.5.2.2. Uma vez que os comportamentos das curvas carga-deformação foram semelhantes nas duas barras instrumentadas em cada espécime, nesta seção, são apresentados os resultados de apenas uma delas.

Os resultados mostram que, no geral, as armaduras suplementares dos espécimes constituintes dos grupos G3 e G4 escoaram, permitindo a transferência de força entre aço e concreto após a ruptura do cone. Vale ressaltar que algumas leituras de deformação apresentadas no gráfico são inferiores à deformação de escoamento do aço por terem sido interrompidas antes da carga última dos conectores serem atingidas em decorrência de mau funcionamento do dispositivo eletrônico de medição.



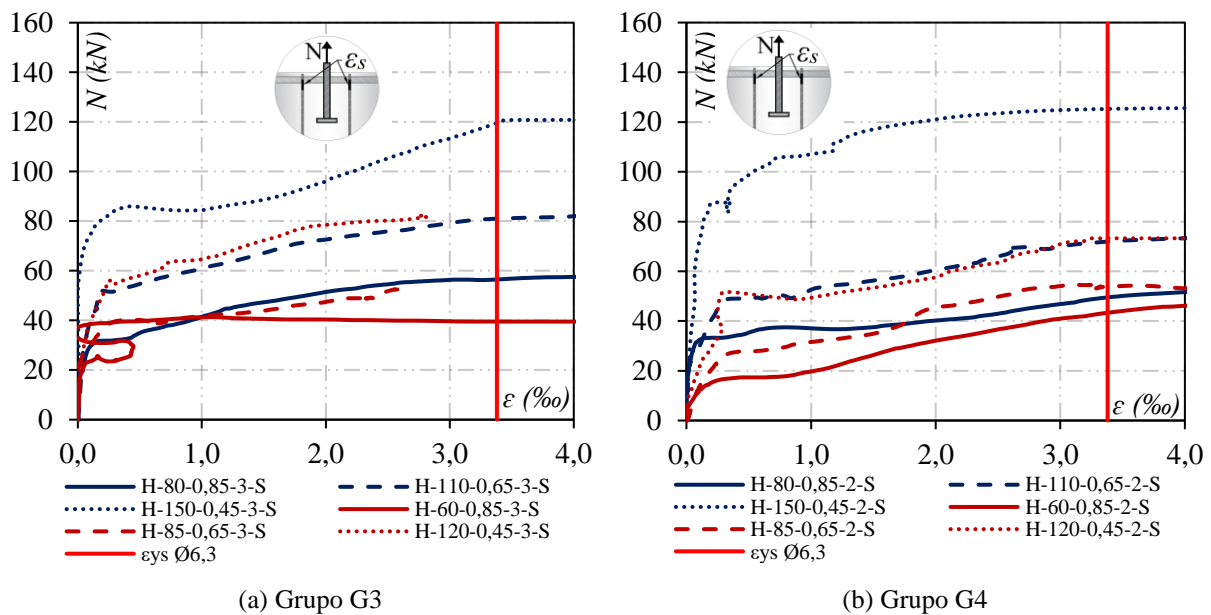


Figura 4.34 - Deformação nas armaduras suplementares

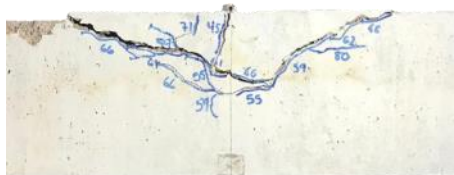
### 4.3.9 Modo de ruptura

Nos ensaios de tração realizados, como mencionado anteriormente, foi identificada uma alteração no modo de ruptura dos espécimes G3 e G4 em comparação ao dos espécimes G1 e G2. A falha do conector, na segunda série, passou a ocorrer pela ruptura do cone de concreto seguida pelo escoamento das armaduras suplementares dispostas no seu entorno, a uma distância inferior a  $0,75h_{ef}$ . Além disso, notou-se uma alteração significativa na ductilidade da falha, uma vez que as barras com cabeça ainda continuaram a resistir o carregamento aplicado após a formação do cone de concreto, geralmente associada à pequenos deslizamentos. Com isso, foi possível fazer um mapeamento de fissuras e acompanhar a evolução dessas.

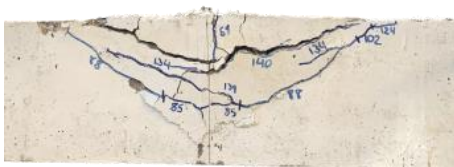
A Figura 4.35 apresenta as superfícies de ruptura dos espécimes G3 na face superior e lateral do elemento de concreto. Note-se que as rupturas dos espécimes G3 concretados na primeira série de ensaios não são mostradas pelo fato de esses terem falhado pelo escoamento do aço. Concernente às imagens do espécime H-120-0,45-3-S, essas foram perdidas na pasta de armazenamento, não sendo apresentadas neste trabalho. Entretanto, as superfícies de ruptura e o desenvolvimento das fissuras deste espécime seguiram o padrão apresentado para os demais.



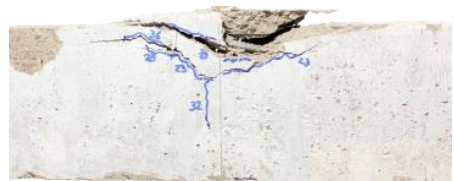
(a) H-80-0,85-3-S



(b) H-110-0,65-3-S



(c) H-150-0,45-3-S



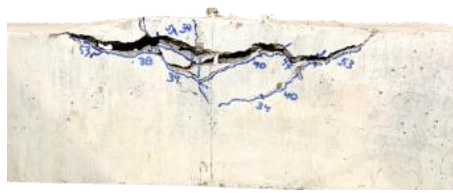
(d) H-60-0,85-3-S



(e) H-85-0,65-3-S

Figura 4.35 - Superfície de ruptura dos espécimes – G3

A Figura 4.36, por sua vez, apresenta as superfícies de ruptura dos espécimes G4. Os espécimes H-150-0,45-2-S e H-120-0,45-2-S foram os primeiros a serem ensaiados e por isto apresentam uma coloração mais escura, pois não foi aplicada tinta plástica branca em sua superfície como nos demais. Essa camada de tinta foi adicionada para facilitar o mapeamento de fissuras. No primeiro ensaio também não foi feito o mapeamento das fissuras.



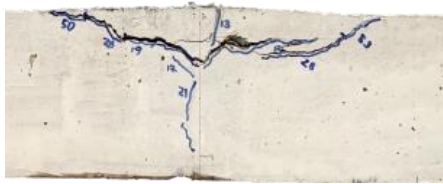
(a) H-80-0,85-2-S



(b) H-110-0,65-2-S



(c) H-150-0,45-2-S



(d) H-60-0,85-2-S



(e) H-85-0,65-2-S



(f) H-120-0,45-2-S



Figura 4.36 - Superfície de ruptura dos espécimes – G4

Durante a realização dos ensaios, verificou-se que as primeiras fissuras visíveis à olho nu surgiram no plano vertical, paralelas à haste do conector, nas superfícies laterais do bloco. Com os sucessivos incrementos das solicitações de tração, originaram-se fissuras diagonais próximas

da cabeça do conector e estas começaram a se propagar em direção a face superior do elemento de concreto. Nos espécimes cujos conectores tinham um maior comprimento de ancoragem, verificou-se que as fissuras tenderam a se propagar formando um ângulo de aproximadamente 35° com a horizontal. No entanto, para menores comprimentos de embutimento, notou-se a redução deste ângulo, comportamento que pode estar associado com a proximidade da cabeça do conector em relação a armadura longitudinal, como explicitado anteriormente.

#### 4.4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA 3ª SÉRIE DE ENSAIOS

A Tabela 4.13 e a Tabela 4.14 mostram os valores de  $N_u$  para as barras com cabeça pré-instaladas nos elementos de concreto armado pertencentes ao G3 e ao G4, respectivamente, da 3ª série de ensaios. São apresentadas as resistências à tração de apenas um dos conectores por espécime, visto que a diferença de carga medida nos pares foi inferior a 5%. Os valores são apresentados em sua totalidade no Anexo A. Investigam-se o efeito do comprimento de ancoragem, dos efeitos de borda e de grupo no comportamento das barras com cabeça em espécimes com um baixo valor de resistência de  $f_c$ , bem como a influência desse parâmetro na eficiência das armaduras suplementares.

Tabela 4.13 - Resistência à tração das barras com cabeça – G3

<i>ID</i>	<i>Espécime</i>	$h_{ef}$ (mm)	$\varnothing_s$ (mm)	$s/h_{ef}$	$N_u$ (kN)
27	H-80-0,85-3-S(1)	80	550	3,0	45,8
28	H-110-0,65-3-S(1)	110	550	3,0	62,5
29	H-150-0,45-3-S(1)	150	550	3,0	115,5
30	H-60-0,85-3-S(1)	60	550	2,9	37,1
31	H-85-0,65-3-S(1)	85	550	2,9	41,4
32	H-120-0,45-3-S(1)	120	550	3,0	64,8

Tabela 4.14 - Resistência à tração das barras com cabeça – G4

<i>ID</i>	<i>Espécime</i>	$h_{ef}$ (mm)	$\varnothing_s$ (mm)	$s/h_{ef}$	$N_u$ (kN)
33	H-80-0,85-2-S(1)	80	20,0	2,0	44,9
34	H-110-0,65-2-S(1)	110	20,0	2,0	83,3
35	H-150-0,45-2-S(1)	150	20,0	2,1	113,0
36	H-60-0,85-2-S(1)	60	16,0	1,9	36,2
37	H-85-0,65-2-S(1)	85	16,0	1,9	43,6
38	H-120-0,45-2-S(1)	120	16,0	2,0	77,5

#### 4.4.1 Influência do comprimento de ancoragem no valor de $N_u$

Apesar do valor da resistência à compressão do concreto da 3ª série de ensaios ( $f_{cm} = 17,7$  MPa) ser muito inferior ao das séries anteriores, superiores a 40 MPa, os resultados mostraram que o comprimento de ancoragem continuou exercendo grande influência sobre a resistência do cone de concreto. A forte correlação entre  $N_u$  e  $h_{ef}$  pode ser verificada na Figura 4.37, através do comportamento da linha tendência, criada com uma aproximação exponencial, que se mostrou bem ajustada aos resultados experimentais pelo fato de os valores de  $R^2$  serem próximos de 1.

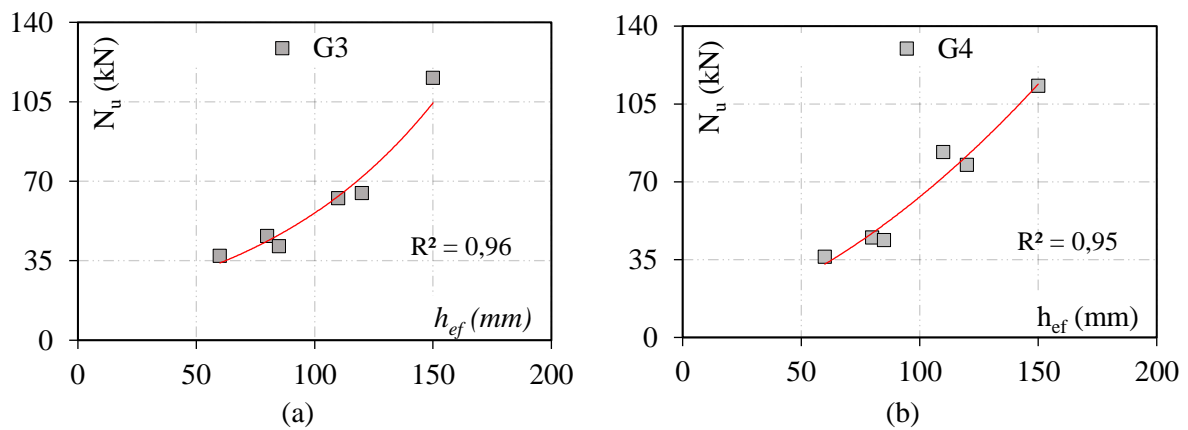


Figura 4.37 - Correlação entre  $N_u$  e  $h_{ef}$

A fim de analisar melhor a influência do comprimento de ancoragem na resistência do cone de concreto das barras com cabeça, a Figura 4.38 mostra os valores de  $N_u$  normalizados pelos fatores modificadores  $\psi_{A,N}$  e  $\psi_{s,N}$  em função de  $h_{ef}$ . Os valores obtidos para os espécimes da 3ª série de ensaios (G3i e G4i) também são comparados àqueles obtidos para os da 2ª série (G3 e G4) a fim de investigar impactos da resistência à compressão na correlação entre  $N_u$  e  $h_{ef}$ .

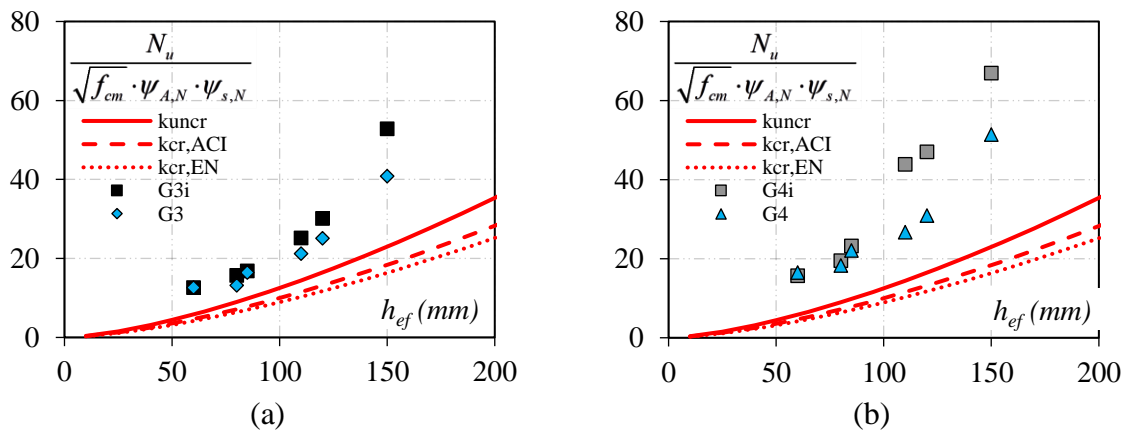


Figura 4.38 - Influência de  $h_{ef}$  na capacidade de ancoragem

Os resultados mostram que, mesmo com valor de  $f_{cm}$  baixo, a resistência última à tração das barras com cabeça nos espécimes G3i e G4i tendeu a aumentar proporcionalmente a  $h_{ef}^{1,5}$ . Entretanto, em comparação aos espécimes G3 e G4, da segunda série, a redução da resistência do concreto elevou o conservadorismo das normas, uma vez que os valores experimentais dos primeiros se afastaram mais dos estimados (representados pelas curvas vermelhas), em especial nos espécimes com a atuação simultânea dos efeitos borda e de grupo.

Contrastando esses resultados com aqueles obtidos para os espécimes G1 e G2 da 1ª série de ensaios, verifica-se que, independentemente da resistência do concreto, a armadura suplementar reduziu o desempenho dos modelos de cálculo normativos para estimar a resistência à tração das barras com cabeça, principalmente para valores de  $h_{ef}$  iguais ou superiores a 110 mm. Nos espécimes G3i e G4i com  $h_{ef} = 150$  mm, a resistência experimental normalizada foi superior em mais de 100% à estimada, mesmo considerando-se o concreto não fissurado. Ressalta-se que esses resultados foram observados em elementos pouco espessos de concreto armado e para valores pequenos de comprimento de ancoragem, iguais ou inferiores a 150 mm.

#### 4.4.2 Influência do efeito de borda no valor de $N_u$

Nesta seção investigou-se a influência do efeito de borda no valor de  $N_u$  em espécimes com baixa resistência do concreto à compressão e com a presença de armadura suplementar. As resistências experimentais à tração dos conectores normalizadas, que representam o efeito de borda real para os espécimes G3i e G4i, são apresentadas na Figura 4.39 e comparadas às teóricas. Estas foram determinados com base em modelos teóricos das normas ACI 318 (2019) e a EN 1992-4 (2018) e o processo de cálculo é descrito com detalhes no item 4.2.2.

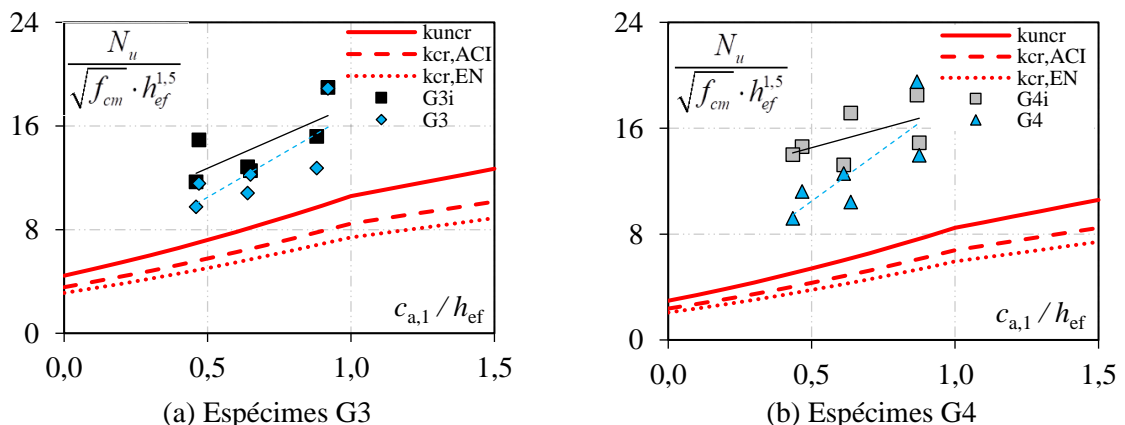


Figura 4.39 - Comparação entre os efeitos de borda real e teórico

Através dos gráficos apresentados na Figura 4.39, é possível observar que as provisões normativas avaliadas traduzem satisfatoriamente as alterações no valor de  $N_u$  com a variação do efeito de borda, associada à razão entre  $c_{a1}$  e  $h_{ef}$ . Entretanto, os modelos de cálculo mostraram-se muito conservadores. Além disso, ao comparar esses resultados com aqueles obtidos para os espécimes G3 e G4 da 2ª série de ensaios, verifica-se que o desempenho desses modelos para estimar a resistência à tração das barras com cabeça reduziu ainda mais nos espécimes com menor valor de  $f_{cm}$ .

Ao contrastar esses resultados àqueles dos espécimes G1 e G2, observou-se que, além do valor de  $f_{cm}$ , a presença de armadura suplementar também contribuiu para a redução da precisão nas resistências estimadas. Isso pode estar associado ao fato de que as normas o ACI 318 (2019) e EN 1992-4 (2018) desprezam a contribuição conjunta dessa armadura e do cone de concreto na capacidade resistente das barras com cabeça.

#### 4.4.3 Influência do efeito de grupo no valor de $N_u$

A influência do efeito de grupo na resistência à tração dos espécimes G3i e G4i, com baixo valor de  $f_{cm}$  (17,7 MPa), é discutida através da Figura 4.40. Para essa análise, os valores teóricos do efeito de grupo, definido nessa pesquisa como o produto entre  $k$  e  $\psi_{A,N}$ , são comparados aos experimentais, dados pela normalização de  $N_u$  por  $f_{cm}^{1/2}$ ,  $h_{ef}^{1,5}$  e  $\psi_{s,N}$ . (consultar item 4.2.3 para mais detalhes). Como era esperado, os resultados mostram que a influência da armadura suplementar tendeu a reduzir o desempenho dos modelos de cálculo previstos no ACI 318 e EN 1992-4 (2018) para prever o comportamento dos conectores.

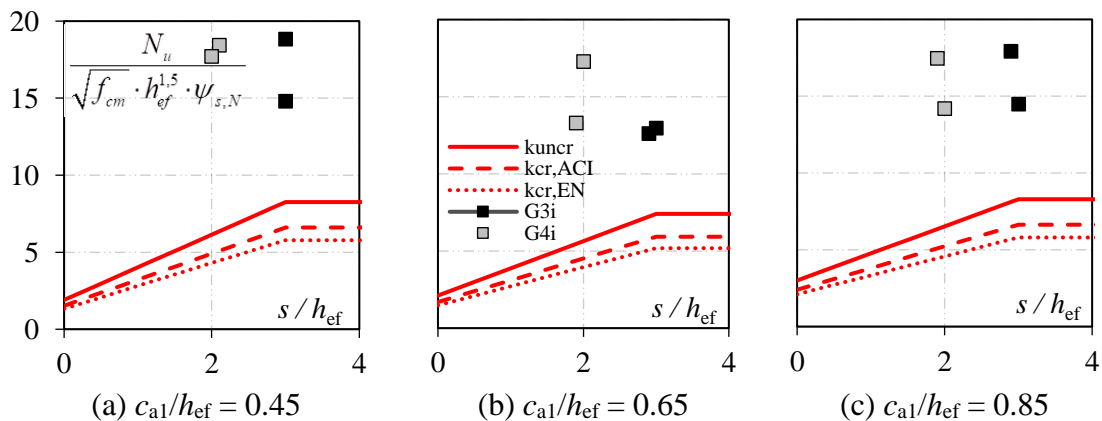


Figura 4.40 - Influência do efeito de grupo na carga última do conector

Tal como foi observado nos espécimes G3 e G4 da 2ª série de ensaios, além de elevar o conservadorismo das normas, observa-se que as curvas teóricas em vermelho, associadas ao efeito de grupo, não se ajustaram aos valores da carga experimental normalizada com as sucessivas variações no valor da razão  $s/h_{ef}$ . Contrastando os espécimes com mesmo valor de  $c_{a1}/h_{ef}$  na 2ª e 3ª série de ensaio, nota-se que a redução no valor de  $f_{cm}$  tendeu a reduzir a precisão das estimativas nos espécimes com maior valor de  $h_{ef}$ .

#### 4.4.4 Influência de $f_{cm}$ no valor de $N_u$ dos espécimes G3 e G4

Nesta seção é analisada a influência direta da resistência média à compressão do concreto no valor de  $N_u$  das barras com cabeça. Para tal, são contrastadas as resistências últimas à tração das barras com cabeça para os espécimes da segunda ( $N_{u,2}$ ) e terceira ( $N_{u,3}$ ) série de ensaios. Estes possuíam as mesmas relações construtivas, ou seja, mesmos valores para as razões  $c_{a1}/h_{ef}$  e  $s/h_{ef}$ , que são associadas aos efeitos de borda e de grupo, respectivamente. As alterações nos valores de  $N_u$  são evidenciadas na Tabela 4.15 através da razão  $N_{u,2}/N_{u,3}$  que indica o ganho de resistência proporcionado por  $f_{cm}$ . Vale mencionar que, para que fosse possível mensurar um ganho de resistência, os espécimes da 3ª série de ensaios foram definidos como referência.

Tabela 4.15 - Influência de  $f_{cm}$  nos valores de  $N_u$  dos espécimes com armadura suplementar

<i>Espécime</i>	<i>h<sub>ef</sub></i> (mm)	<i>N<sub>u,2</sub></i> (kN)	<i>N<sub>u,3</sub></i> (kN)	<i>N<sub>u,2</sub>/N<sub>u,3</sub></i>
H-80-0,85-3-S	80	60,6	45,8	1,32
H-110-0,65-3-S	110	82,9	62,5	1,33
H-150-0,45-3-S	150	141,0	115,5	1,22
H-60-0,85-3-S	60	58,3	37,1	1,57
H-85-0,65-3-S	85	63,8	41,4	1,54
H-120-0,45-3-S	120	85,1	64,8	1,31
H-80-0,85-2-S	80	66,3	44,9	1,48
H-110-0,65-2-S	110	79,9	83,3	0,96
H-150-0,45-2-S	150	136,8	113,0	1,21
H-60-0,85-2-S	60	60,2	36,2	1,66
H-85-0,65-2-S	85	65,4	43,6	1,50
H-120-0,45-2-S	120	80,2	77,5	1,03
<b>Média</b>				1,34

Nota:  $f_{cm,2} = 43,99$  MPa;  $f_{cm,3} = 17,70$  MPa

Como esperado, a resistência à compressão do concreto afetou significativamente a resistência das barras com cabeça à tração. Porém, o aumento do valor de  $f_{cm}$  não elevou o valor de  $N_u$  na



mesma proporção. Mais precisamente, ao aumentar o valor  $f_{cm}$  em aproximadamente 149%, de 17,7 MPa para 43,99 MPa, verificou-se um incremento médio de apenas 34% no valor de  $N_u$ . Tal comportamento era esperado pelo fato de os modelos de cálculos dos códigos normativos vigentes considerarem o crescimento de  $N_u$  proporcional a  $f_c^{0,5}$ .

#### 4.4.5 Deslizamento dos conectores

A Figura 4.41 apresenta os resultados referentes ao deslizamento das barras com cabeça pré-instaladas nos elementos de concreto G3 da 3ª série de ensaios que consideram a influência do efeito de borda, a influência da armadura suplementar e do comprimento de embutimento ( $h_{ef}$ ) na resistência última à tração. As curvas carga-deslizamento foram apresentadas em escalas diferentes para possibilitar a visualização de um comportamento mais global e outro local. Tal estratégia foi adotada para que fossem estimadas as parcelas de contribuição, no valor de  $N_u$ , dos fenômenos da adesão química e aderência por atrito, para carregamentos iniciais, e da aderência mecânica da barra e do engrenamento da cabeça, com os sucessivos incrementos de escorregamento.

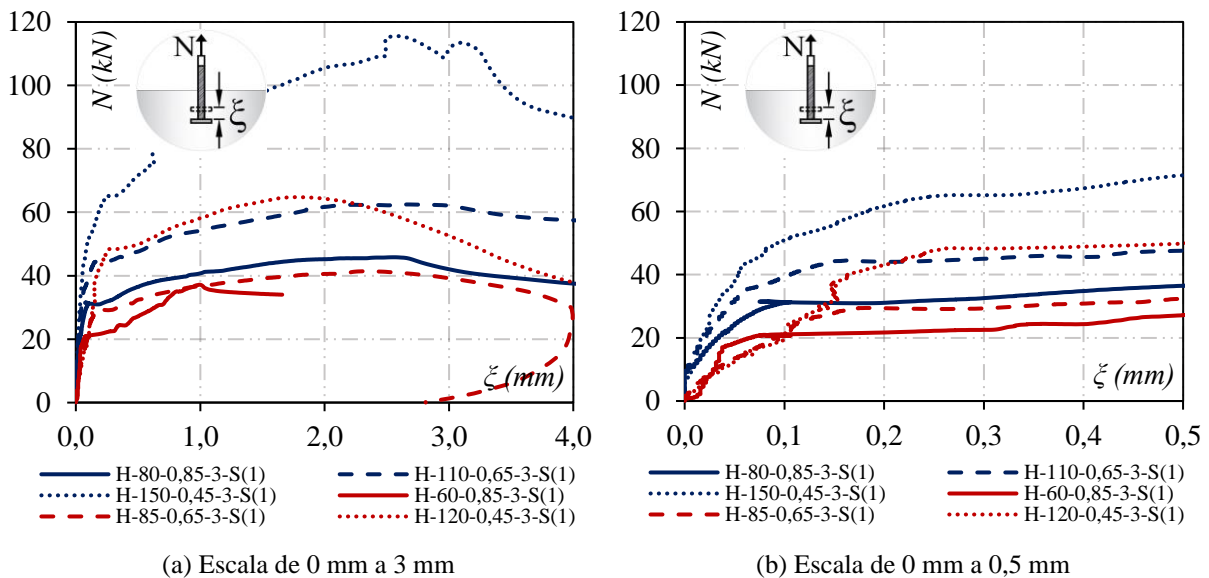


Figura 4.41 - Deslizamento dos conectores – G3

Para a obtenção do deslizamento real ( $\xi$ ) das barras com cabeça, os valores medidos através dos LVDTs 3 e 4 foram subtraídos daqueles medidos pelos LVDTs 1 e 2, respectivamente (ver Figura 3.18 para identificar o posicionamento dos equipamentos). Tal procedimento foi adotado para eliminar os erros nas medições dos LVDTs 1 e 2, oriundos do deslocamento vertical

associado ao efeito de flexão do elemento de concreto que foi mensurado pelos LVDTs 3 e 4 quando os carregamentos de tração, expressos em kN, foram aplicados.

Os resultados indicam que a resistência última à tração das barras com cabeça nos espécimes G3 dependeu da aderência mecânica da barra e principalmente do engrenamento da cabeça, responsável por resistir à maior parcela do carregamento aplicado. As contribuições da adesão química e aderência por atrito constituíram uma parcela muito pequena da capacidade resistente dos conectores. É possível observar na Figura 4.41b que os deslizamentos iniciaram para valores de força muito baixos (inferiores a 11 kN), circunstância que geralmente marca o fim das forças resultantes da aderência por adesão.

Além disso, é possível observar que a contribuição da aderência por adesão foi maior para os conectores com diâmetros nominais iguais a 20,0 mm. Tal resultado pode estar ligado ao fato de que esta está ligada às ligações físico-químicas entre o aço e o concreto, logo, áreas de contato maiores tendem a originar forças com maior intensidade. Para os conectores com diâmetros nominais de 16,0 mm, esta parcela de contribuição da aderência por adesão correspondeu a um valor próximo de 0 kN.

Concernente à falha dos conectores pela ruptura do cone de concreto nos espécimes G3, através da Figura 4.41a, é possível identificar o momento em que elas ocorreram e o deslizamento e força associados. No gráfico, a ocorrência desta ruptura corresponde à mudança brusca da taxa de crescimento da força de tração na barra que é representada pela mudança expressiva na inclinação da curva. Nota-se que o valor de  $N_u$  associado ao surgimento do cone de concreto mostrou-se mais elevado para maiores valores de  $h_{ef}$ . A partir deste momento, a transferência de força entre as barras com cabeça e o elemento de concreto armado só foi possível mediante a atuação da armadura suplementar.

A Figura 4.42 ilustra com detalhes os valores dos deslizamentos na carga última ( $\xi_u$ ). É possível observar que na maioria dos ensaios a carga máxima atingida pelas barras com cabeça ocorreu para valores de  $\xi_u$  próximos de 2,5 mm, apesar de variações no valor de  $N_u$  do comprimento de embutimento. Isso indica que a armadura suplementar exerceu mais influência sobre os deslizamentos dos conectores nos espécimes G3 do que o comprimento de ancoragem e sugere que pode haver uma correlação entre a taxa dessa armadura e o valor de  $\xi_u$ .

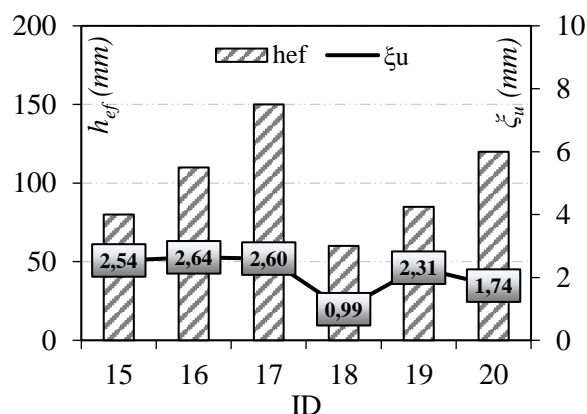


Figura 4.42 - Correlação entre  $\xi_u$  e  $h_{ef}$  – G3

De acordo com Gil-Martin *et al* (2019), o valor de  $h_{ef}$  exerce grande influência na capacidade de ancoragem quando a ruptura é governada pelo cone de concreto, fenômeno que foi observado nos espécimes G3. No entanto, após a sua ocorrência – geralmente com pequenos deslizamentos, inferiores a 0,4 mm –, a armadura suplementar passou a ser o único mecanismo de transferência de esforços entre aço e concreto, restringindo também o deslizamento do conector que, claramente, ocorreu a uma taxa de crescimento mais elevada até a sua falha pelo escoamento do aço. Assim, uma vez que a taxa de armadura suplementar foi semelhante para a maioria dos espécimes (duas pernas de estribo com diâmetro nominal igual a 6,3 mm), o valor de deslizamento final tendeu a ser o mesmo para tais espécimes, apesar das variações no valor de  $h_{ef}$ .

A Figura 4.43 mostra os resultados obtidos a partir da medição do deslizamento dos conectores com cabeça nos espécimes G4, que se diferenciam dos espécimes G3 pela consideração do efeito de agrupamento. Ao analisar as curvas carga-deslizamento, verifica-se que a contribuição da aderência por adesão em todos os espécimes correspondeu a um valor próximo de 0 kN.

Concernente à falha dos conectores pela ruptura do cone de concreto nos espécimes G4, através da Figura 4.43a, é possível identificar o momento em que elas ocorreram pela mudança expressiva na inclinação da curva. Assim como observado nos espécimes G3, a partir deste momento, a transferência de força entre a barra com cabeça e o elemento de concreto passou a se realizar principalmente pelas armaduras suplementares, fenômeno que pode ser observado na referida ilustração pelo aumento da taxa de crescimento dos deslizamentos.

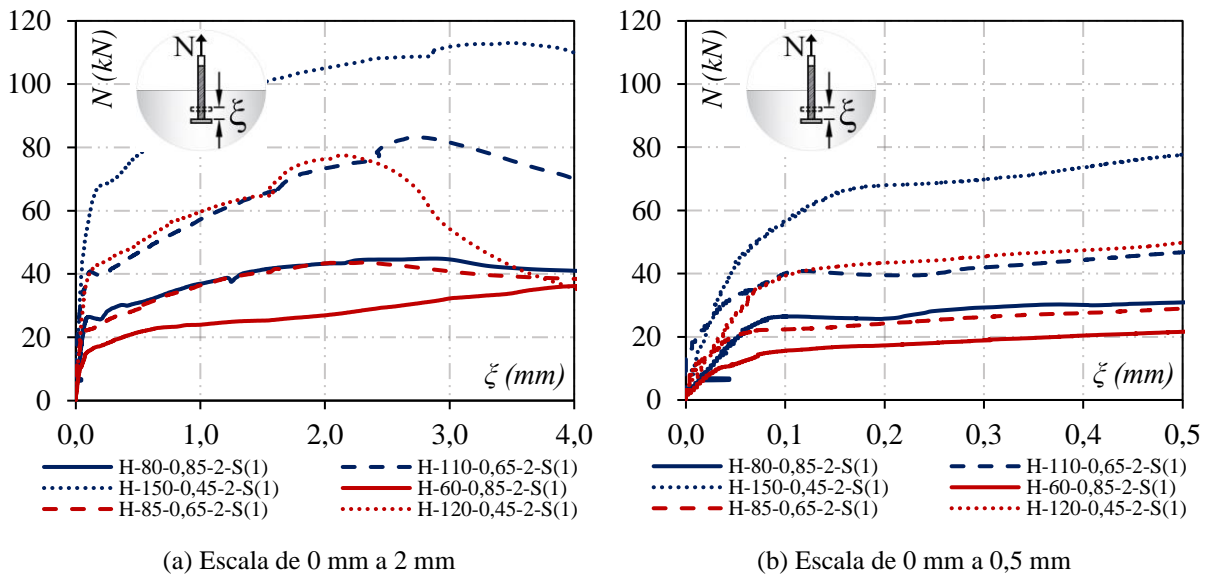


Figura 4.43 - Deslizamento dos conectores – Grupo G4

Conforme ilustra a Figura 4.44, novamente verifica-se que os valores dos deslizamentos na carga última ( $\zeta_u$ ) não apresentaram uma tendência de crescimento associada a incrementos no valor de  $h_{ef}$ , uma vez que a taxa de armadura suplementar foi semelhante para os espécimes G4. Tal comportamento evidencia que o deslizamento dos conectores na carga última foi determinado pela armadura suplementar, que falhou pelo escoamento do aço após a ruptura do cone de concreto. Além disso, comparando-se os valores de  $\zeta_u$  para os espécimes G3 e G4, observa-se um aumento no valor médio de deslizamento dos conectores que pode estar associado ao efeito de agrupamento introduzido neste último grupo.

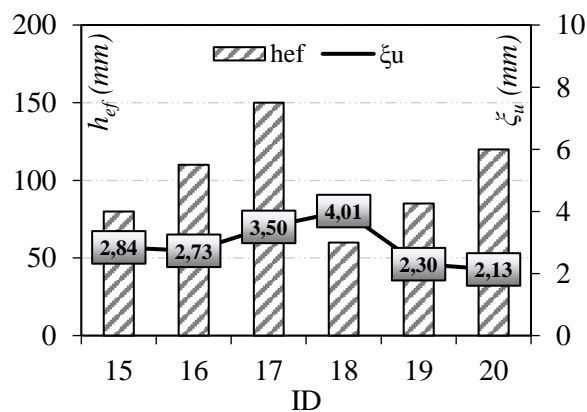


Figura 4.44 - Correlação entre  $\zeta_u$  e  $h_{ef}$  – Grupo G4

#### 4.4.6 Deformações nos conectores

##### 4.4.6.1 Deformações do conector na região externa ao concreto

A Figura 4.45 mostra as deformações das barras com cabeça, na região externa ao concreto, em função das forças de tração para os espécimes dos grupos G3 e G4 da 3ª série de ensaios. São apresentadas também as deformações de escoamento  $\epsilon_{ys}$  das barras de aço CA-50 com diâmetros nominais de 16,0 mm e 20,0 mm, utilizadas no processo fabril dos conectores. São ilustradas as curvas carga-deformação de um único conector por espécime, uma vez que o ensaio foi realizado com controle de força e as deformações foram semelhantes nos pares de barras com cabeça. Os valores de deformações foram medidos até a carga de ruptura dos conectores, não sendo ilustrado o comportamento da deformação do aço no pós-pico.

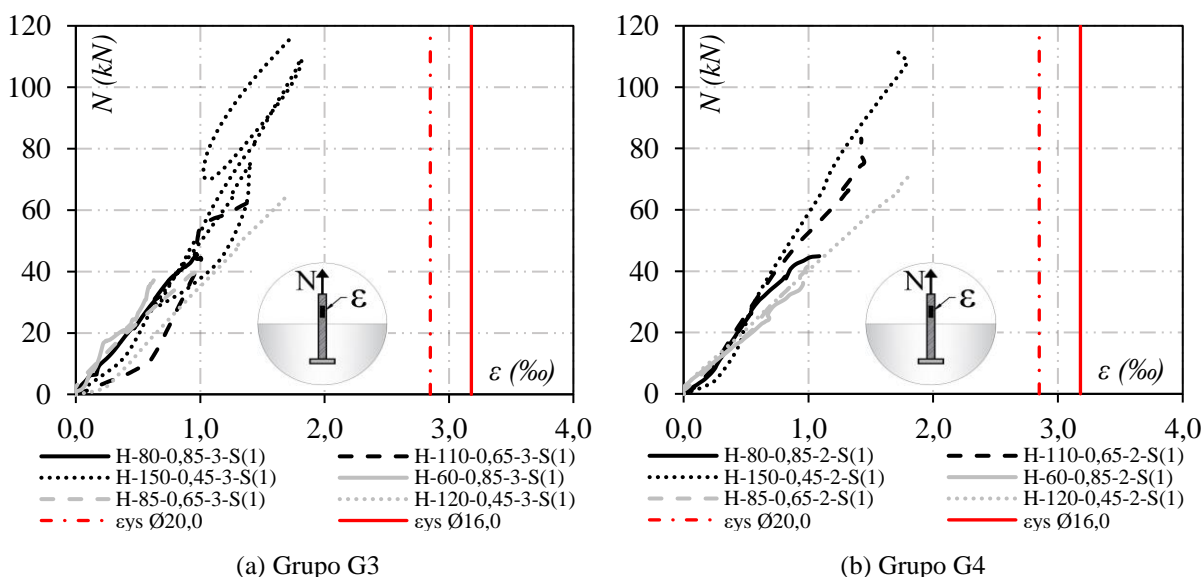


Figura 4.45 - Deformações dos conectores na região externa ao concreto

Com base nos resultados, observa-se que os valores de deformações medidas nas hastes dos conectores não ultrapassaram as deformações de escoamento do aço, ou seja, todos trabalharam no regime elástico durante a realização dos ensaios. Uma vez que houve deslizamento de cunhas metálicas utilizadas para travar o êmbolo dos atuadores hidráulicos nas barras com cabeça e possibilitar a aplicação de carga, nota-se que algumas curvas mostram oscilações de força, modificando o comportamento retilíneo que era esperado.

#### 4.4.6.2 Comparação das deformações dos conectores nas regiões externa e interna ao concreto

Para fins de comparação, na Figura 4.46 e Figura 4.47, são ilustradas as deformações das barras com cabeça medidas nas regiões externa e interna ao concreto em função das solicitações de tração até a ruptura. As linhas vermelhas verticais correspondem às deformações de escoamento  $\varepsilon_{ys}$  para as barras de aço CA-50 utilizadas no processo fabril dos conectores com cabeça. Pelo fato de não haver divergência significativa nos valores de deformação dos pares de conectores, novamente, optou-se por mostrar as curvas carga-deformação de um destes por espécime.

Semelhantemente ao que foi observado na 2ª série de ensaios, as deformações na haste dos conectores medidas dentro e fora do concreto não apresentaram divergências consideráveis na maioria dos casos. Esse comportamento sugere que para os espécimes G3 e G4 com menor valor  $f_{cm}$  (3ª série) a armadura suplementar também tornou menos relevante a parcela de contribuição da aderência desenvolvida ao longo da haste dos conectores na resistência última desses à tração. Assim, verificou-se que a redução da resistência à compressão do concreto não mostrou impactos relevantes na eficiência da armadura suplementar.

É importante destacar que aparentes diferenças nos valores de deformação dos conectores medidas dentro e fora do elemento de concreto podem estar relacionadas a erros de leitura dos extensômetros. É possível verificar que em muitos desses casos houve um rápido crescimento das deformações na região externa ao concreto, ainda nos estágios iniciais de carregamento, seguido de uma desaceleração brusca da taxa de crescimento dessas deformações, caracterizada pela mudança da inclinação da curva carga-deformação.

Esse tipo de comportamento não é condizente com o de uma amostra de aço CA-50 sob cargas de tração. Dado que esse material ainda se encontrava no regime elástico, essa mudança de inclinação da curva indicaria uma mudança do módulo de elasticidade do aço, fato que não ocorreu nos ensaios realizados.

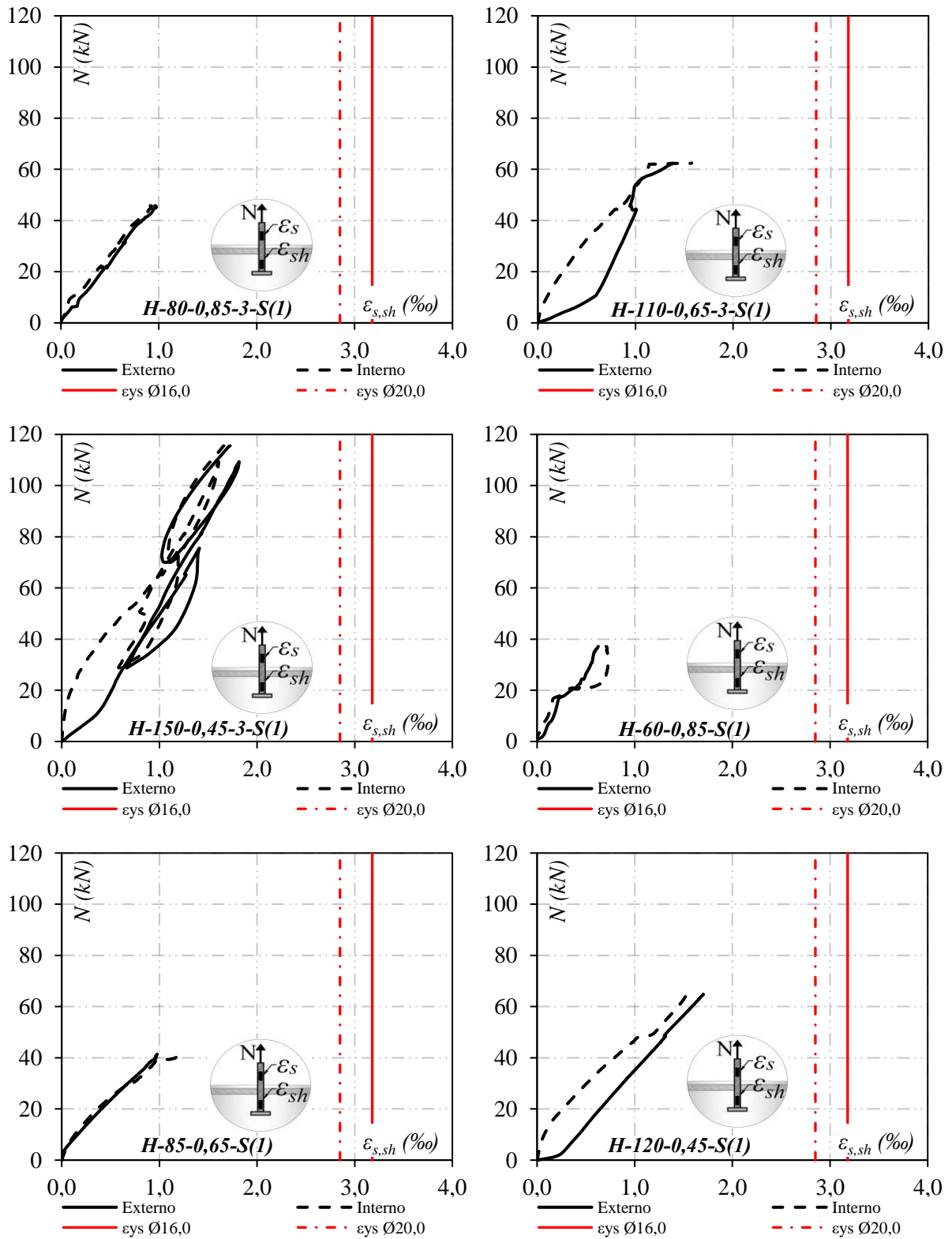


Figura 4.46 - Comparação das deformações  $\epsilon_s$  e  $\epsilon_{sh}$  – Grupo G3

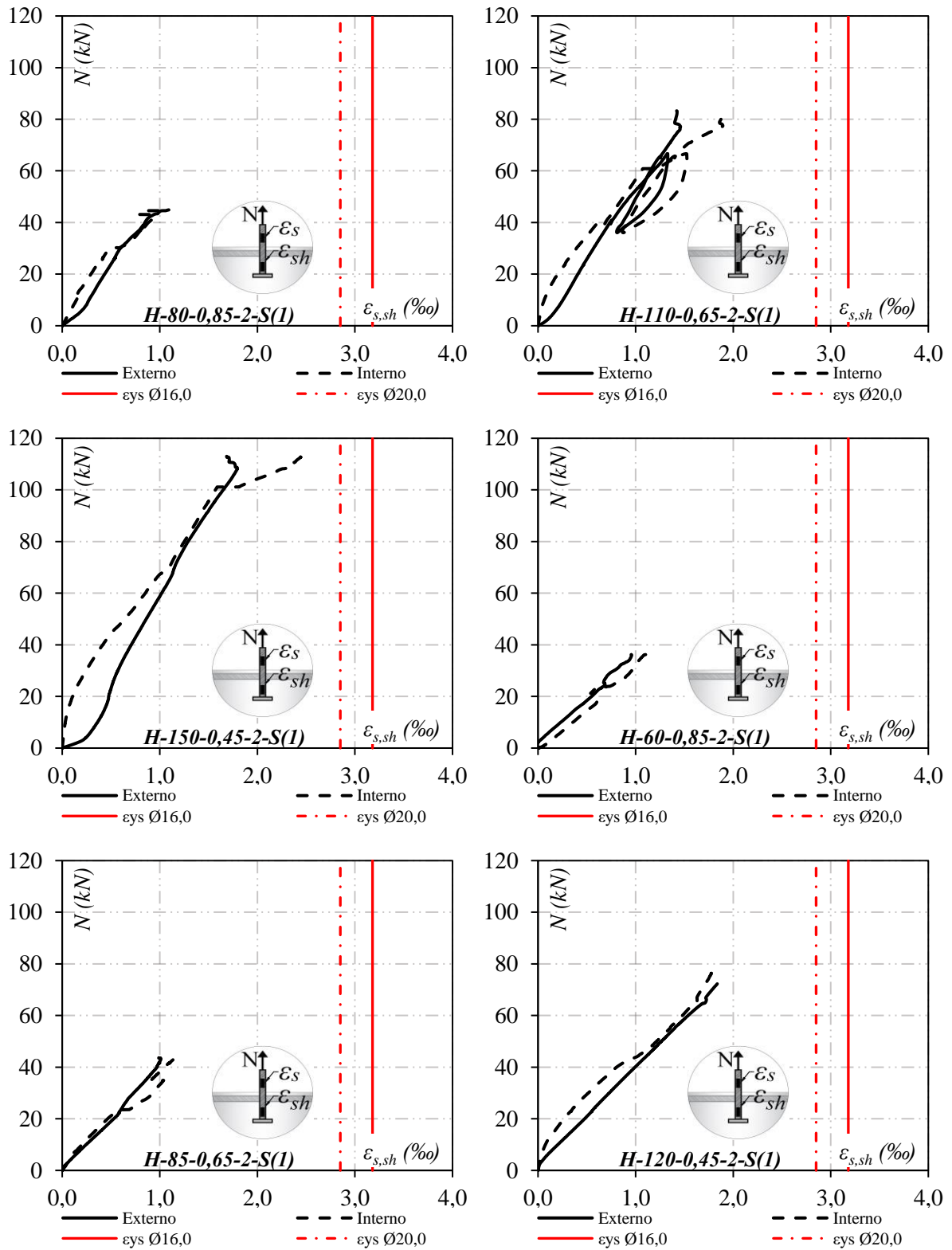


Figura 4.47 - Comparação das deformações  $\epsilon_s$  e  $\epsilon_{sh}$  – Grupo G4



#### 4.4.7 Deformações nas armaduras de flexão ( $\epsilon_f$ )

Na Figura 4.48 são apresentadas as deformações longitudinais nas armaduras longitudinais dos elementos de concreto armado para os espécimes G3 e G4, as quais foram medidas de forma contínua através de extensômetros elétricos. Dado que os comportamentos das curvas carga-deformação foram semelhantes nas duas barras instrumentadas em cada espécime, apresentaram-se os resultados de apenas uma delas. Ressalta-se que as leituras de deformação no espécime H-120-0,45-2-S(1) interromperam-se antes da falha devido ao mau funcionamento do dispositivo eletrônico após um nível de carregamento de aproximadamente 50 kN.

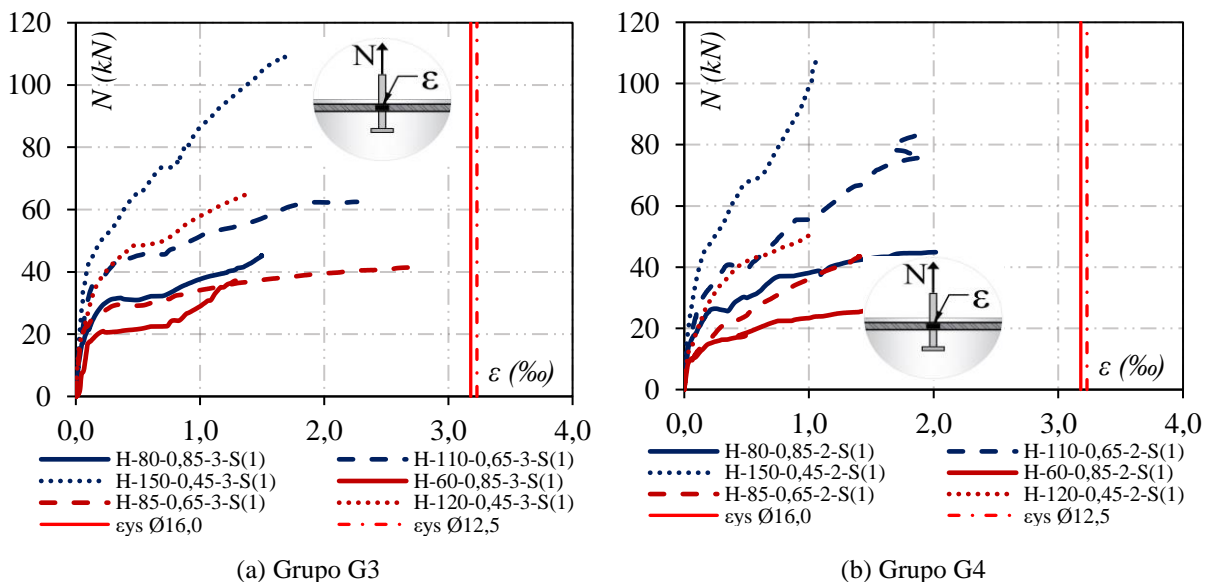


Figura 4.48 - Deformação nas armaduras de flexão – G3 e G4

Como pode ser observado na Figura 4.48, as armaduras de flexão de todos os espécimes G3 e G4 trabalharam no regime elástico. As deformações de escoamento ( $\epsilon_{ys}$ ) para os aços CA-50 com diâmetros nominais iguais a 12,5 mm e 16,0 mm – utilizados para a fabricação das armaduras em questão – foram aproximadamente iguais a 3,23‰ e 3,18‰, respectivamente, e todos os valores de deformação medidos nos ensaios foram inferiores a esses.

No grupo G3, o maior valor de deformação medido na armadura longitudinal foi igual a 2,71‰ e ocorreu para o espécime H-80-0,85-3-S(1), no qual foi registrado um nível de sollicitação  $N_u = 41,40$  kN. No grupo G4, o maior valor de deformação medido na armadura longitudinal foi igual a 2,03‰, tendo ocorrido no espécime H-80-0,85-2-S(1) para um nível de sollicitação

$N_u = 44,88$  kN. Assim, pode-se afirmar que não houve ruptura por deformação excessiva do aço na flexão em nenhum dos espécimes ensaiados.

A Tabela 4.16 apresenta estimativas de abertura de fissura dos elementos de concreto armado determinadas com base na Equação 4.1, utilizando-se dados experimentais de deformações nas armaduras longitudinais. Comparando-se esses resultados aos obtidos para os espécimes G1 e G2 da 1ª série de ensaios, verifica-se que o nível de fissuração do concreto nos espécimes com armadura suplementar mostrou-se mais elevado, ultrapassando o valor de 0,3 mm em alguns casos, o qual é associado ao ELS.

Tabela 4.16 - Estimativas de abertura de fissura para os espécimes da 3ª série de ensaios

<i>Espécime</i>	$N_u$ (kN)	$\rho_f$ (%)	$\rho_{ri}$ (%)	$\epsilon_s$ (‰)	$\sigma_{si}$ (Mpa)	$w_{kNBR}$ (mm)
H-80-0,85-3-S(1)	45,81	1,36	1,30	1,49	289,06	0,23
H-110-0,65-3-S(1)	62,46	1,37	1,07	2,26	438,44	0,54
H-150-0,45-3-S(1)	115,53	1,36	1,07	1,68	325,92	0,40
H-60-0,85-3-S(1)	37,14	1,38	1,31	1,27	238,76	0,20
H-85-0,65-3-S(1)	41,40	1,36	1,30	2,78	522,64	0,44
H-120-0,45-3-S(1)	64,77	1,27	1,21	1,38	259,44	0,23
H-80-0,85-2-S(1)	44,88	1,73	1,64	2,01	389,94	0,26
H-110-0,65-2-S(1)	83,25	1,79	1,40	1,92	372,48	0,36
H-150-0,45-2-S(1)	113,01	1,79	1,40	1,06	205,64	0,18
H-60-0,85-2-S(1)	36,21	1,75	1,66	1,73	325,24	0,22
H-85-0,65-2-S(1)	43,62	1,78	1,70	1,40	263,2	0,17
H-120-0,45-2-S(1)	77,52	1,68	1,60	1,01	189,88	0,13

Contrastando esses valores de abertura de fissura àqueles estimados para os espécimes da 2ª série de ensaios, verifica-se que a média aritmética desses valores nas duas séries foi aproximadamente 0,29 mm. Esse resultado sugere que a resistência do concreto apresentou pouca ou nenhuma influência no nível de fissuração do concreto. Apesar de a resistência à tração do concreto ser menor nos espécimes com valor inferior de  $f_{cm}$ , as cargas máximas atingidas pelas barras com cabeça nestes espécimes também foram menores, o que pode explicar o fato de as aberturas de fissura não terem aumentado.

#### 4.4.8 Deformações nas armaduras suplementares

A Figura 4.49 apresenta as deformações nas armaduras suplementares dos elementos de concreto armado para os espécimes G3 e G4 da 3ª série de ensaios, as quais foram medidas de

forma contínua através de extensômetros elétricos posicionados na parte superior das pernas dos estribos conforme mostrado no item 3.5.2. Uma vez que os comportamentos das curvas carga-deformação foram semelhantes nas pernas instrumentadas em cada espécime, apresentaram-se os resultados de apenas uma delas.

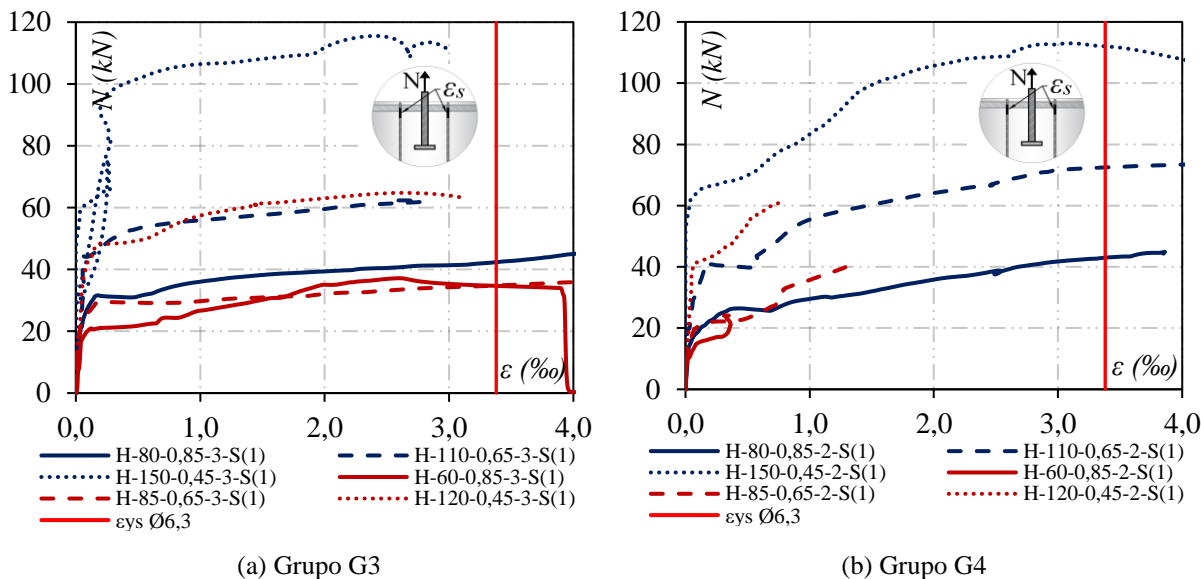


Figura 4.49 - Deformação nas armaduras suplementares – Grupos G3 e G4

Os resultados e observações experimentais indicaram que as armaduras suplementares dos espécimes constituintes dos grupos G3 e G4 escoam ao atuar na transferência de força entre aço e concreto após a ruptura do cone. No entanto, algumas das leituras de deformação apresentadas no gráfico são inferiores à deformação de escoamento do aço ( $\epsilon_{ys} = 3,38\%$ ) por terem sido interrompidas antes de as cargas últimas das barras com cabeça serem atingidas. Isso ocorreu devido a um mau funcionamento do dispositivo eletrônico de medição.

#### 4.4.9 Modo de ruptura

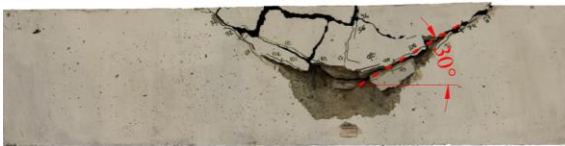
Os espécimes G3 e G4 da 3ª série de ensaios, assim como foi observado na 2ª série, falharam pela ruptura do cone de concreto seguida pelo escoamento da armadura suplementar. A adição dessa armadura possibilitou que as barras com cabeça continuassem a resistir à força de tração aplicada após a formação do cone de concreto. Isso resultou no aumento de ductilidade da falha em comparação aos espécimes G1 e G2, nos quais a perda da capacidade resistente dos conectores ocorria logo após o aparecimento do cone, com deslizamentos inferiores a 0,5 mm. As Figura 4.50 e Figura 4.51 mostram as superfícies de ruptura dos espécimes da 3ª série.



(a) H-80-0,85-3-S(1)



(b) H-110-0,65-3-S(1)



(c) H-150-0,45-3-S(1)



(d) H-60-0,85-3-S(1)



(e) H-85-0,65-3-S(1)



(f) H-120-0,45-3-S(1)

Figura 4.50 - Superfície de ruptura dos espécimes – Grupo G3

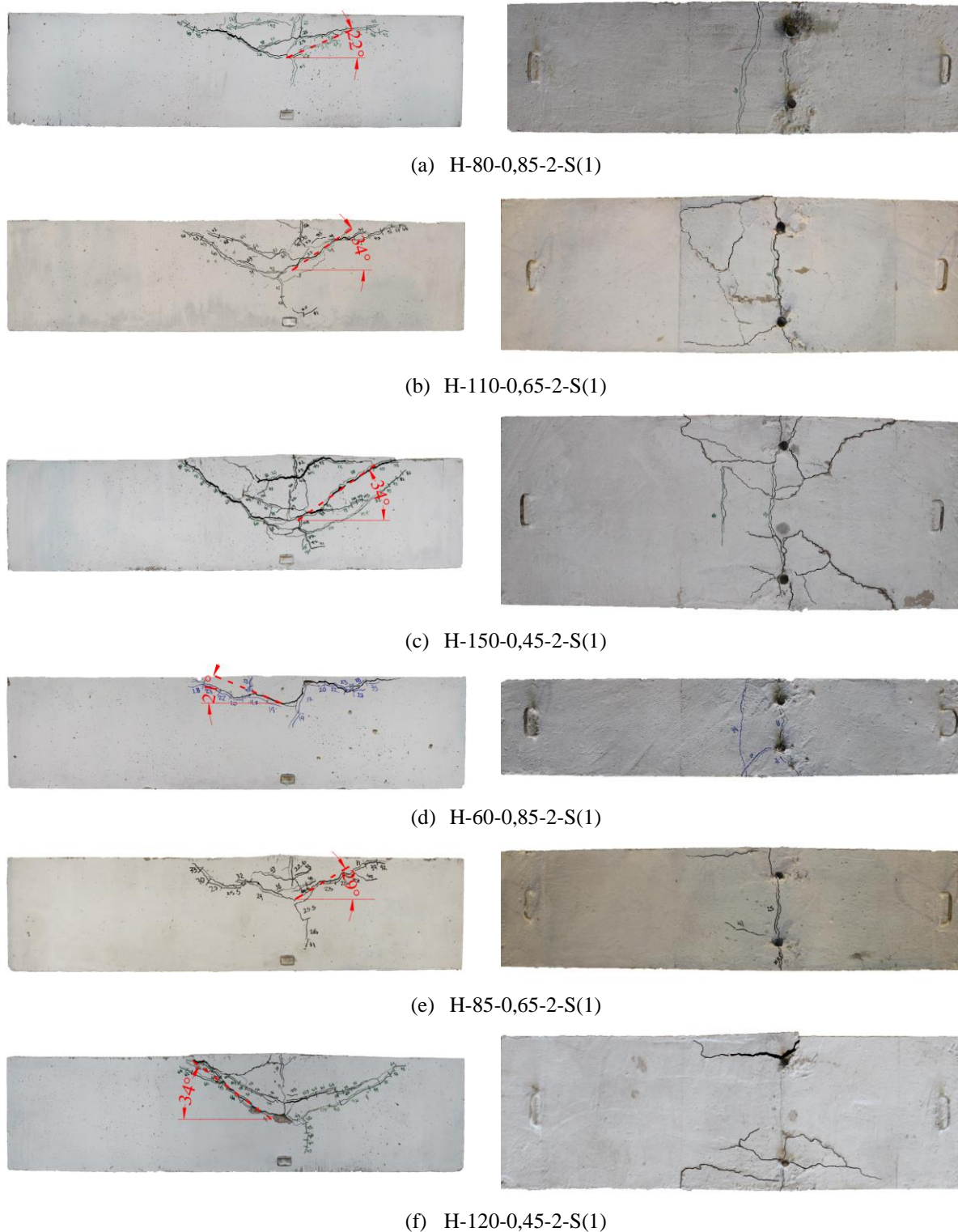


Figura 4.51 - Superfície de ruptura dos espécimes – Grupo G4

A semelhança do padrão de fissuração dos espécimes G3 e G4 da 2ª e 3ª série de ensaios indica que, apesar do baixo valor de  $f_{cm}$  na última, 17,7 MPa, a armadura suplementar melhorou o desempenho das barras com cabeça. As primeiras fissuras apareceram no plano vertical, paralelas à haste do conector, nas superfícies laterais do elemento de concreto. Com os

sucessivos incrementos das solicitações de tração, originaram-se fissuras diagonais com origem próxima da cabeça do conector, as quais tenderam a se propagar em direção à face superior do elemento de concreto.

Nos espécimes cujos conectores tinham um maior comprimento de ancoragem, verificou-se que as fissuras tenderam a se propagar formando um ângulo de aproximadamente  $35^\circ$  com a horizontal. Para menores comprimentos de embutimento, esse ângulo reduziu, comportamento que pode estar associado à proximidade entre a cabeça do conector e a armadura longitudinal, como foi explicitado anteriormente.

Nos estágios finais de carregamento, observou-se o aparecimento de novas fissuras no interior do cone de concreto, na superfície lateral do elemento de concreto. Essas tenderam a surgir em camadas com o mesmo contorno da superfície de ruptura inicial do cone. Simultaneamente, originaram-se fissuras na superfície superior dos espécimes, transversais ao seu comprimento, as quais desenvolveram-se ligando os pares de conectores. Por fim, na superfície superior dos elementos de concreto com maiores valores de  $h_{ef}$ , surgiram as fissuras circulares que delimitaram a superfície de ruptura do cone.

#### 4.5 RESULTADOS EXPERIMENTAIS PARCIAIS DA SÉRIE EXPLORATÓRIA COM CONECTOR TIPO “U”

##### 4.5.1 Análises iniciais de parâmetros que influenciaram no valor de $N_u$

A Tabela 4.17 apresenta os valores das resistências à tração experimentais ( $N_u$ ) para os conectores tipo “U” pré-instalados nos elementos de concreto armado. Como pode ser observado pelos parâmetros construtivos, na série de ensaios, foram fabricados espécimes pertencentes ao G1, G2 e G3 para avaliar o efeito de borda, efeito de grupo e da armadura suplementar no comportamento desses conectores. Além disso, a capacidade resistente dos conectores tipo “U” é contrastada com aquelas obtidas para as barras com cabeça.

Tabela 4.17 - Resistência à tração dos conectores tipo “U”

<i>Espécime</i>	$h_{ef}$ (mm)	$\varnothing_s$ (mm)	$s/h_{ef}$	$c_{a1}/h_{ef}$	$f_{cm}$ (MPa)	$N_u$ (kN)
U-80-0,85-3	80	16,0	3,00	0,88	43,99	36,75
U-110-0,65-3	110	16,0	3,00	0,64	43,99	52,68
U-150-0,45-3	150	16,0	3,00	0,47	43,99	95,46
U-80-0,85-3-S	80	16,0	3,00	0,88	43,99	60,06
U-110-0,65-3-S	110	16,0	3,00	0,64	43,99	92,43
U-150-0,45-3-S	150	16,0	3,00	0,47	43,99	146,49
U-110-0,65-2	110	16,0	2,00	0,64	43,99	49,59
U-110-1,25-3	110	16,0	3,00	1,23	43,99	71,25

Para analisar a influência dos efeitos de grupo e de borda no valor de  $N_u$ , tomou-se como referência o espécime U-110-0,65-3. Comparando esse espécime ao U-110-0,65-2, cuja razão entre  $c_{a1}$  e  $h_{ef}$  era igual a 2, os resultados apresentados na Tabela 4.18 indicam que o efeito de grupo tendeu a reduzir a resistência à tração do conector, em aproximadamente 6% para as características construtivas adotadas nesta pesquisa. Por sua vez, comparando o espécime de referência ao U-110-1,25-3, cuja distância até a borda foi variada ( $c_{a1}/h_{ef} = 1,23$ ), verifica-se que o maior confinamento do conector proporcionado pelo concreto tendeu a elevar o valor de  $N_u$ , em aproximadamente 35% para as características construtivas adotadas nesta pesquisa.

Tabela 4.18 - Influência dos efeitos de grupo e de borda no valor de  $N_u$ 

<i>Espécime</i>	$h_{ef}$ (mm)	$\varnothing_s$ (mm)	$s/h_{ef}$	$c_{a1}/h_{ef}$	$N_u/N_{ref}$
U-110-0,65-3	110	16,0	3,00	0,64	-
U-110-0,65-2	110	16,0	2,00	0,64	0,94
U-110-1,25-3	110	16,0	3,00	1,23	1,35

A influência da armadura suplementar na resistência à tração dos conectores tipo “U” é discutida com base na Tabela 4.19. De acordo com os resultados, é possível observar que a armadura suplementar tendeu a elevar o valor de  $N_u$ , em aproximadamente 75% para o espécime U-110-0,65-3-S. Vale mencionar que o posicionamento de estribos no entorno do conector para que atuassem como armadura suplementar foi feito com base nas recomendações presentes na EN 1992-4 (2018) para conectores com cabeça, a uma distância inferior a  $0,75 h_{ef}$ . Em outras palavras, essa armadura não pode ser confundida com a de confinamento que é apresentada na referida norma para barras com dobras.

Tabela 4.19 - Influência da armadura suplementar no valor de  $N_u$ 

<i>Espécime</i>	$h_{ef}$ (mm)	$\Phi_s$ (mm)	$s/h_{ef}$	$c_{al}/h_{ef}$	$N_u/N_{ref}$
U-80-0,85-3	80	16,0	3,00	0,88	-
U-110-0,65-3	110	16,0	3,00	0,64	-
U-150-0,45-3	150	16,0	3,00	0,47	-
U-80-0,85-3-S	80	16,0	3,00	0,88	1,63
U-110-0,65-3-S	110	16,0	3,00	0,64	1,75
U-150-0,45-3-S	150	16,0	3,00	0,47	1,53

O desempenho dos conectores tipo “U” também foi comparado ao das barras com cabeça analisando-se a resistência à tração dos espécimes com as mesmas características construtivas, ou seja, com geometria, comprimento de ancoragem, e valores para as razões  $c_{al}/h_{ef}$  e  $c_{al}/h_{ef}$  semelhantes (ver Tabela 4.20). Como era esperado, para espécimes com características construtivas semelhantes, as barras com cabeça mostraram-se mais eficientes para resistir aos esforços de tração. Observou-se uma redução média de aproximadamente 17% na capacidade dos conectores tipo “U” em relação aos de referência.

Tabela 4.20 - Comparação de desempenho entre conectores tipo “U” e barras com cabeça

<i>Espécime</i>	$h_{ef}$ (mm)	$\Phi_s$ (mm)	$s/h_{ef}$	$c_{al}/h_{ef}$	$f_{cm}$ (MPa)	$N_u$ (kN)	$N_u/N_{ref}$
H-80-0,85-3	80	16,0	3,00	0,88	47,60	45,24	-
H-110-0,65-3	110	16,0	3,00	0,64	47,60	62,46	-
H-150-0,45-3	150	16,0	3,00	0,47	47,60	114,24	-
U-80-0,85-3	80	16,0	3,00	0,88	43,99	36,75	0,81
U-110-0,65-3	110	16,0	3,00	0,64	43,99	52,68	0,84
U-150-0,45-3	150	16,0	3,00	0,47	43,99	95,46	0,84

Entretanto, vale mencionar que essa proporção de redução no valor de  $N_u$  dos conectores tipo “U” foi influenciada pela resistência do concreto à compressão do concreto, uma vez que o valor de  $f_{cm}$  dos espécimes da 4ª série de ensaios foi inferior ao dos espécimes da 1ª série, usados como referência.

#### 4.5.2 Deslizamento dos conectores

A Figura 4.52 apresenta os resultados referentes ao deslizamento dos conectores tipo “U” pertencentes ao G1 da quarta série de ensaios. Para a obtenção do deslizamento, o posicionamento dos LVDTs, bem como o processo de aquisição e tratamento dos dados são descritos com detalhes nas seções 3.4 e 3.5. Com base nos resultados, observa-se que a rigidez da curva carga-deslizamento foi influenciada pela variação de  $h_{ef}$ . Incrementos no valor do



comprimento de ancoragem tenderam a reduzir os deslizamentos nos estágios iniciais de carregamento e proporcionaram aumentos tanto no valor de  $N_u$ .

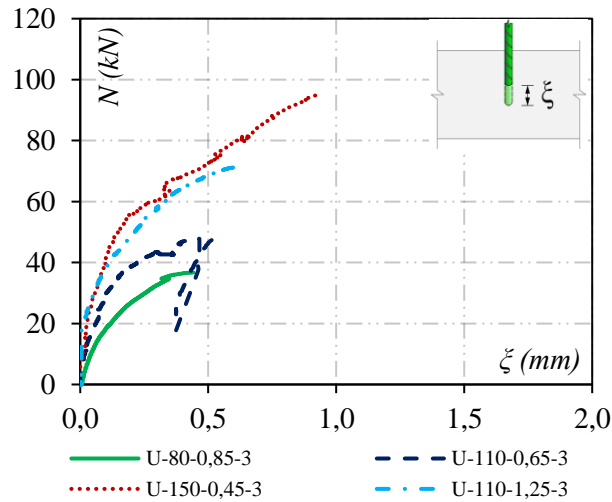


Figura 4.52 - Curva carga-deslizamento – Conectores tipo U

Ao comparar as respostas dos espécimes U-110-0,65-3 e U-110-1,25-3 aos esforços aplicados, observa-se que a rigidez da curva carga-deslizamento se mostrou maior no último. Isso indica que o efeito de borda influenciou no comportamento do conector tipo “U” e tendeu a elevar o valor dos deslizamentos nos estágios iniciais de carregamento. Por fim, contrastando esses resultados de deslizamento com os observados para as barras com cabeça, nota-se que essas últimas apresentaram menores valores de deslizamento na ruptura.

## 5 AVALIAÇÃO DE MODELOS DE CÁLCULO PRESENTES EM NORMAS E NA LITERATURA

Nesta seção, avalia-se o desempenho de modelos de cálculo usados para estimar a resistência à tração das barras com cabeça pré-instaladas em elementos de concreto armado, que foram utilizadas como conectores. Os modelos analisados incluem aqueles previstos nas normas ACI 318 (2019) e EN 1992-4 (2018), além dos propostos na literatura pelo EOTA/ETAG Anexo C (2012), por Regan (2000) e por Sharma *et al.* (2017).

Vale ressaltar que as estimativas apresentadas a seguir foram feitas utilizando-se o valor de  $k$  para o concreto não fissurado. Embora os códigos normativos correntes recomendem assumir o concreto fissurado em situações nas quais os conectores estão instalados em zonas não comprimidas, as resistências teóricas determinadas se ajustaram melhor às experimentais considerando-se o valor de  $k$  para o concreto não fissurado. As leituras de deformação na armadura longitudinal também evidenciaram que, até o surgimento do cone, as fissuras eram muito pequenas, geralmente inferiores a 0,3 mm.

### 5.1 ANÁLISE DOS MODELOS DE CÁLCULO PARA OS ESPÉCIMES G1 E G2

As Tabela 5.1 e Tabela 5.2 apresentam os valores experimentais de resistência última à tração das barras com cabeça ( $N_u$ ) e os valores correspondentes à razão entre essas e as estimadas ( $N_{u,teo}$ ). Para o cálculo das resistências estimadas, foram utilizadas as recomendações presentes nas normas ACI 318 (2019) e EN 1992-4 (2018) e os modelos teóricos propostos por Regan (2000) e no EOTA/ETAG Anexo C (2012). Os valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação para as referidas razões também são evidenciados nas tabelas. Uma vez que as resistências últimas à tração medidas nos dois os conectores mostraram pequenas divergências entre si, com um erro médio inferior a 3%, os valores de  $N_u$  apresentados correspondem aos valores de um único conector por espécime.

Tabela 5.1 - Avaliação dos métodos de cálculo para os espécimes G1

Espécime	$N_u$ (kN)	$N_u/N_{u,ACI}$	$N_u/N_{u,EN}$	$N_u/N_{u,Regan}$	$N_u/N_{u,EOTA}$
H-80-0,85-3	45,24	1,06	1,16	1,05	1,30
H-110-0,65-3	62,46	1,07	1,05	0,95	1,18
H-150-0,45-3	114,24	1,39	1,36	1,24	1,53
H-60-0,85-3	36,33	1,32	1,62	1,47	1,81
H-85-0,65-3	54,39	1,39	1,48	1,34	1,66
H-120-0,45-3	66,66	1,16	1,14	1,04	1,28
<b>Média</b>		1,23	1,30	1,18	1,46
<b>Desvio Padrão</b>		0,15	0,22	0,20	0,25
<b>Coefficiente de Variação</b>		12,54%	17,05%	17,05%	16,93%

Tabela 5.2 - Avaliação dos métodos de cálculo para os espécimes G2

Espécime	$N_u$ (kN)	$N_u/N_{u,ACI}$	$N_u/N_{u,EN}$	$N_u/N_{u,Regan}$	$N_u/N_{u,EOTA}$
H-80-0,85-2	44,07	1,31	1,43	1,30	1,60
H-110-0,65-2	59,13	1,32	1,30	1,18	1,46
H-150-0,45-2	92,97	1,48	1,46	1,32	1,64
H-60-0,85-2	30,78	1,41	1,73	1,57	1,94
H-85-0,65-2	47,28	1,58	1,68	1,52	1,89
H-120-0,45-2	71,34	1,65	1,62	1,47	1,82
<b>Média</b>		1,46	1,53	1,39	1,72
<b>Desvio Padrão</b>		0,14	0,17	0,15	0,19
<b>Coefficiente de Variação</b>		9,50%	10,93%	10,93%	10,93%

Analisando-se os valores da razão entre as cargas últimas resistentes à tração experimentais e estimadas apresentadas nas Tabela 5.1 e Tabela 5.2, o método de cálculo proposto por Regan (2000) mostrou o melhor desempenho, fornecendo resultados mais ajustados aos experimentais e menos dispersos. Para os espécimes G1, os valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação obtidos através desse método foram iguais a 1,18, 0,20 e 17,05%, respectivamente. Entretanto, apesar de sua maior acurácia, este método de cálculo apresentou um valor menor que 1 – em outras palavras, adentrando a zona contra a segurança – para o espécime H-110-0,65-3 ( $N_u/N_{u,teo} = 0,95$ ).

Concernente aos espécimes G2, que levam em conta o efeito de grupo (razão  $s/h_{ef} < 3$ ) além do efeito de borda, o método de cálculo sugerido por Regan (2000) novamente forneceu a menor média para a razão  $N_u/N_{u,teo}$ , igual a 1,39. Os valores do desvio padrão e do coeficiente de variação também foram os mais baixos, iguais a 0,15 e 10,93%, respectivamente. Vale notar que, para esse segundo grupo não houve resultado menor que 1. Além disso, observou-se que

o efeito de grupo elevou o nível de conservadorismo de todas as estimativas e ao mesmo tempo tendeu a reduzir a dispersão dos resultados.

Dentre os métodos de cálculo avaliados, o que apresentou o menor desempenho para prever o comportamento dos conectores foi aquele previsto no EOTA/ETAG Anexo C (2010). Para os espécimes G1, os valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação fornecidos por este método foram iguais a 1,30, 0,22 e 17%, respectivamente. Para os espécimes G2, os valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação foram iguais a 1,72, 0,19 e 11%, na referida sequência. Em ambos os casos, as estimativas forneceram as maiores médias e dispersões dentre os métodos avaliados. Ademais, ressalta-se que este método não apresentou resultados contra a segurança e, como observado para todos os demais métodos, a consideração do efeito de borda ocasionou um aumento em seu conservadorismo.

As médias obtidas utilizando-se as provisões dos códigos normativos ACI 318 (2019) e EN 1992-4 (2018) mostraram-se próximas umas das outras para espécimes constituintes dos grupos G1 e G2. No geral, o ACI 318 (2019) mostrou-se menos conservador e apresentou uma menor dispersão dos resultados. Como esperado, uma vez que as normas tendem a ser conservadoras, não foram identificados valores menores que 1, ou seja, adentrando a zona desfavorável à segurança.

Os gráficos apresentados na Figura 5.1 ilustram essas discussões sobre o conservadorismo dos métodos de cálculo quanto às estimativas da capacidade de carga dos conectores pré-instalados nos espécimes G1 e G2 – os resultados são menos conservadores quanto menor for a distância entre eles e a reta diagonal. Para facilitar a visualização dos valores que adentraram a zona contra a segurança (abaixo da reta diagonal), os valores de carga última foram ilustrados no eixo das abcissas e os experimentais no eixo das ordenadas. A Figura 5.2 apresenta um resumo dos valores das médias, desvios padrão e coeficientes de variação para os modelos analisados. Como se pode observar, as duas figuras comprovam que as estimativas que mais se ajustaram aos resultados experimentais foram obtidas utilizando-se o modelo proposto por Regan (2000).

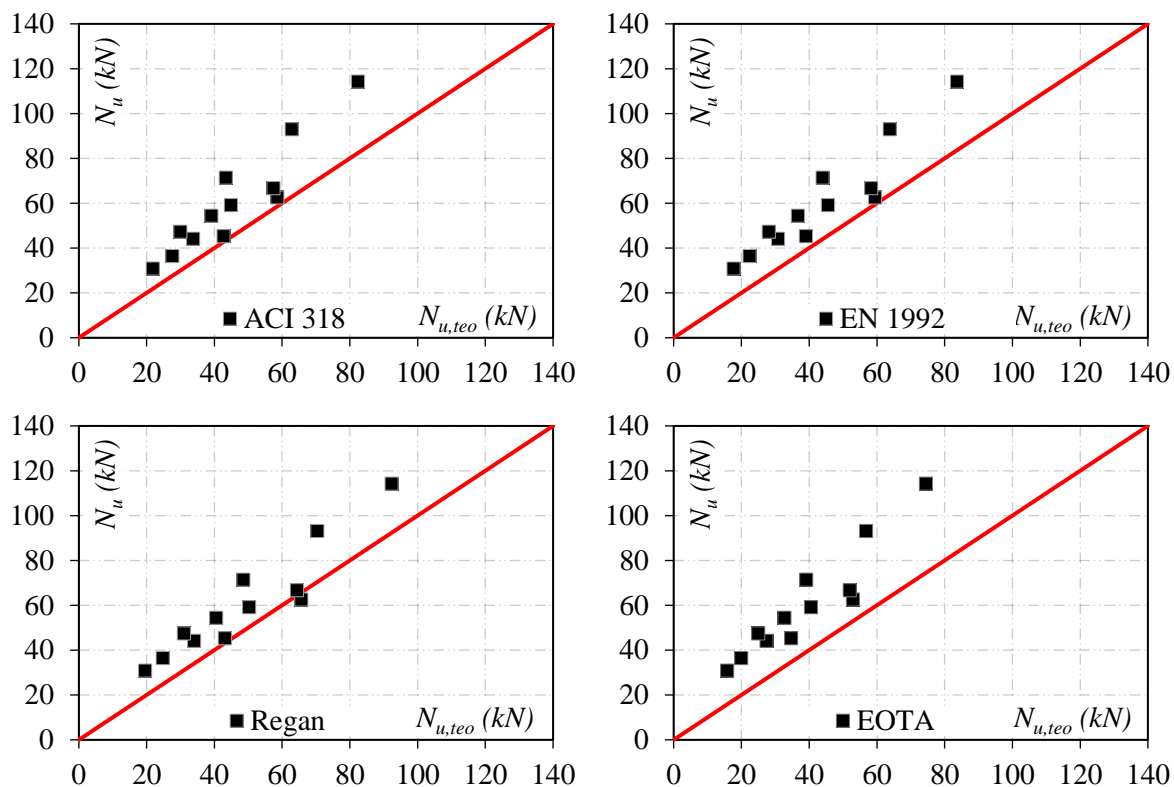
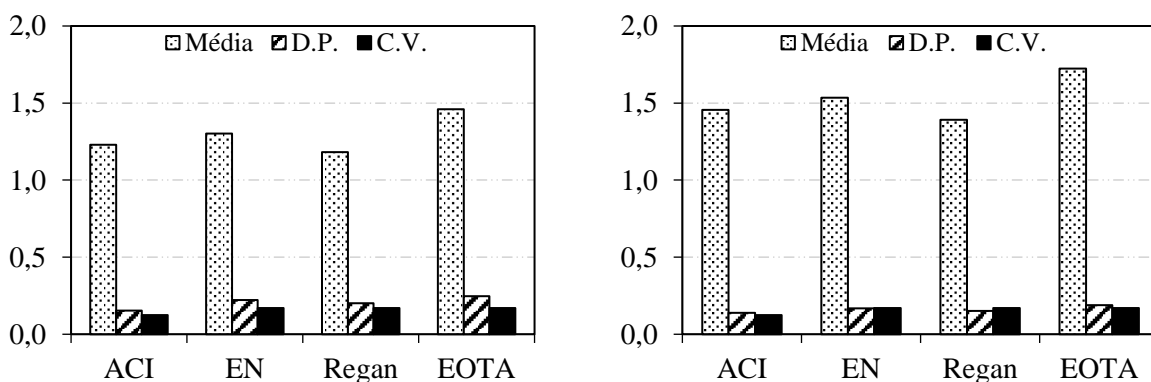
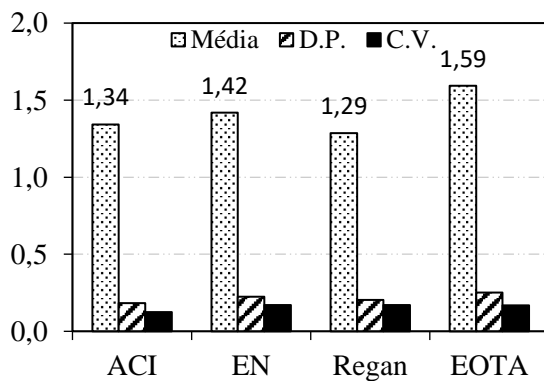


Figura 5.1 - Avaliação do conservadorismo dos métodos de cálculo – G1 e G2



(a) Espécimes G1

(b) Espécimes G2



(c) Espécimes G1 e G2 simultaneamente

Figura 5.2 - Resumo estatístico dos métodos de cálculo – G1 e G2

Visando analisar melhor a distribuição dos resultados, utilizou-se a curva “*box and whiskers*”, ilustrada na Figura 5.3, a qual apresenta os valores máximos, mínimos, além da mediana e do primeiro e terceiro quartil dos resultados referente à razão entre as cargas últimas experimentais e teóricas, doravante denominada  $\lambda$ . Os resultados mostram que o método do ACI 318 (2019) apresentou um desempenho mais satisfatório em termos de dispersão dos valores de  $\lambda$ , ou seja, o intervalo interquartil do método foi o menor apresentado, indicando um baixo nível de dispersão dos resultados, ratificando assim os comentários supracitados. É possível averiguar também que o único método de cálculo a apresentar resultados adentrando a zona contra a segurança ( $\lambda < 1$ ) foi aquele proposto por Regan (2000).

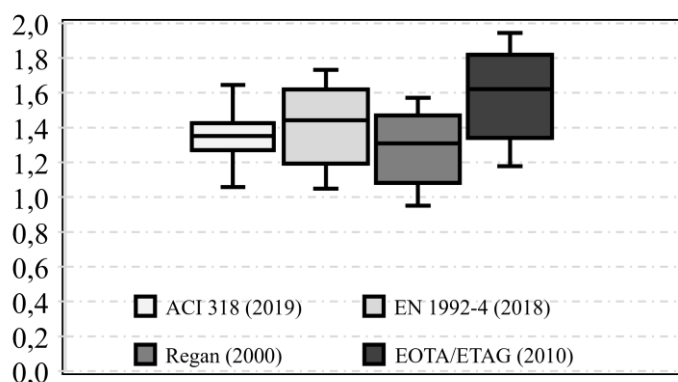


Figura 5.3 - Análise da dispersão dos resultados – G1 e G2

Por fim, uma vez que o comprimento de ancoragem mostrou grande influência na resistência à tração das barras com cabeça, buscou-se investigar a correlação entre essa variável e o grau de conservadorismo dos métodos. Para tal, foram construídos os gráficos ilustrados na Figura 5.4 que apresentam o valor do parâmetro  $\lambda$  em função de  $h_{ef}$ .

Através dos resultados, foi possível perceber que os métodos tenderam a ser mais conservadores para menores valores de  $h_{ef}$ . A única exceção ocorreu para o método de cálculo proposto no ACI 318 (2019) que não apresenta um fator de redução da resistência do cone em situações nas quais  $h_{ef} < 100$  mm e as armaduras longitudinais estão proximamente espaçadas. Novamente, por meio dos gráficos mostrados na Figura 5.4, é possível averiguar que os valores de  $N_u$  estimados pelo método proposto por Regan (2000) foram os que melhor se ajustaram às resistências experimentais.

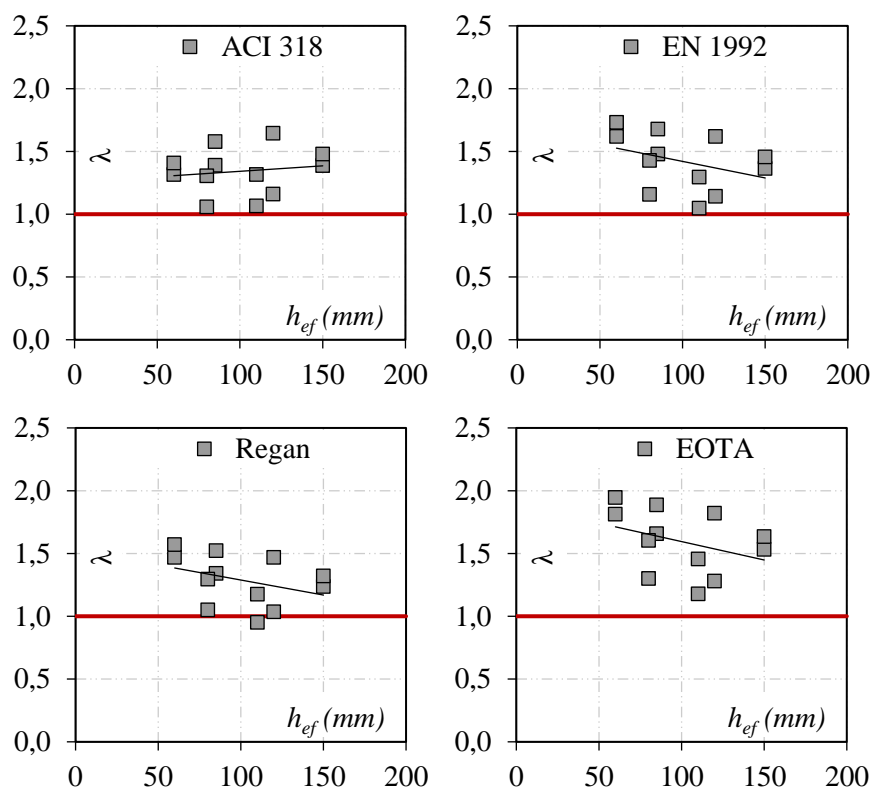


Figura 5.4 - Avaliação do conservadorismo dos métodos de cálculo em função de  $h_{ef}$ .

## 5.2 ANÁLISE DOS MODELOS DE CÁLCULO PARA OS ESPÉCIMES G3 E G4

As Tabela 5.3 a Tabela 5.6 apresentam as resistências últimas à tração das barras com cabeça medidas nos ensaios de arrancamento e os valores correspondentes  $N_u/N_{u,teo}$ . As estimativas foram calculadas com base nas recomendações das normas EN 1992-4 (2018) e ACI 318 (2019) e nos modelos teóricos propostos por Regan (2000) e Sharma *et al* (2017). Os valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação para as razões também são evidenciados nas tabelas. Como citado anteriormente, uma vez que as resistências últimas à tração medidas nos dois conectores mostraram pequenas divergências entre si, com um erro médio inferior a 5%, os valores de  $N_u$  apresentados correspondem aos valores de um único conector.

Analisando-se os valores encontrados para a razão  $N_u/N_{u,teo}$ , o método de cálculo proposto por Sharma *et al.* (2017) forneceu resistências teóricas mais ajustadas às experimentais em todos os casos. Entretanto, vale ressaltar que, utilizando-se esse método, foram obtidas estimativas contra a segurança para os espécimes H-60-0,85-3-S(1), H-85-0,65-3-S(1) e H-60-0,85-2-S(1), os quais eram integrantes da 3ª série de ensaios ( $f_{cm}$ , 17,7 MPa) e tinham valores  $h_{ef}$  iguais ou inferiores a 85 mm. Tal resultado indica que o método proposto por Sharma *et al.* (2017) não é recomendado para situações em que tanto a resistência do concreto à compressão quanto o

comprimento de ancoragem são baixos, apesar de seu bom desempenho para prever a influência da armadura suplementar na resistência do cone de concreto de barras com cabeça.

Tabela 5.3 - Avaliação dos métodos de cálculo para os espécimes G3 – 2ª Série

<b>Espécime</b>	<b><math>N_u</math> (kN)</b>	<b><math>N_u/N_{u,ACI}</math></b>	<b><math>N_u/N_{u,EN}</math></b>	<b><math>N_u/N_{u,Regan}</math></b>	<b><math>N_u/N_{u,Sharma}</math></b>
H-80-0,85-3-S	60,60	1,47	1,61	1,46	1,21
H-110-0,65-3-S	82,90	1,47	1,45	1,31	1,39
H-150-0,45-3-S	141,00	1,78	1,75	1,59	1,61
H-60-0,85-3-S	58,30	2,13	2,66	2,15	1,38
H-85-0,65-3-S	63,80	1,65	1,78	1,62	1,30
H-120-0,45-3-S	85,10	1,51	1,50	1,36	1,43
<b>Média</b>		1,67	1,79	1,58	1,39
<b>Desvio Padrão</b>		0,25	0,45	0,30	0,14
<b>Coefficiente de Variação</b>		15,24%	24,84%	19,13%	9,73%

Tabela 5.4 - Avaliação dos métodos de cálculo para os espécimes G3 – 3ª Série

<b>Espécime</b>	<b><math>N_u</math> (kN)</b>	<b><math>N_u/N_{u,ACI}</math></b>	<b><math>N_u/N_{u,EN}</math></b>	<b><math>N_u/N_{u,Regan}</math></b>	<b><math>N_u/N_{u,Sharma}</math></b>
H-80-0,85-3-S(1)	45,81	1,76	1,69	1,69	1,06
H-110-0,65-3-S(1)	62,46	1,75	1,72	1,56	1,27
H-150-0,45-3-S(1)	115,53	2,30	2,26	2,05	1,59
H-60-0,85-3-S(1)	37,14	2,17	2,30	2,30	0,97
H-85-0,65-3-S(1)	41,40	1,72	1,53	1,53	0,97
H-120-0,45-3-S(1)	64,77	1,83	1,80	1,64	1,32
<b>Média</b>		1,92	1,88	1,79	1,20
<b>Desvio Padrão</b>		0,25	0,32	0,31	0,24
<b>Coefficiente de Variação</b>		13,03%	17,05%	17,37%	20,16%

Tabela 5.5 - Avaliação dos métodos de cálculo para os espécimes G4 – 2ª Série

<b>Espécime</b>	<b><math>N_u</math> (kN)</b>	<b><math>N_u/N_{u,ACI}</math></b>	<b><math>N_u/N_{u,EN}</math></b>	<b><math>N_u/N_{u,Regan}</math></b>	<b><math>N_u/N_{u,Sharma}</math></b>
H-80-0,85-2-S	66,30	2,04	2,23	2,03	1,44
H-110-0,65-2-S	79,90	1,85	1,82	1,65	1,50
H-150-0,45-2-S	136,80	2,26	2,23	2,02	1,76
H-60-0,85-2-S	60,20	2,76	3,48	2,22	1,51
H-85-0,65-2-S	65,40	2,20	2,39	2,17	1,46
H-120-0,45-2-S	80,20	1,88	1,88	1,71	1,53
<b>Média</b>		2,17	2,34	1,97	1,53
<b>Desvio Padrão</b>		0,33	0,60	0,24	0,11
<b>Coefficiente de Variação</b>		15,39%	25,69%	12,02%	7,48%



Tabela 5.6 - Avaliação dos métodos de cálculo para os espécimes G4 – 3ª Série

<b>Espécime</b>	$N_u$ (kN)	$N_u/N_{u,ACI}$	$N_u/N_{u,EN}$	$N_u/N_{u,Regan}$	$N_u/N_{u,Sharma}$
H-80-0,85-2-S(1)	44,88	2,18	1,66	1,66	1,11
H-110-0,65-2-S(1)	83,25	3,04	2,99	2,72	1,85
H-150-0,45-2-S(1)	113,01	2,76	2,76	2,63	1,70
H-60-0,85-2-S(1)	36,21	2,68	2,24	2,24	0,99
H-85-0,65-2-S(1)	43,62	2,37	1,61	1,61	1,10
H-120-0,45-2-S(1)	77,52	2,91	2,86	2,60	1,73
<b>Média</b>		2,66	2,35	2,24	1,41
<b>Desvio Padrão</b>		0,33	0,61	0,50	0,39
<b>Coefficiente de Variação</b>		12,31%	26,07%	22,29%	27,42%

Tratando-se do método proposto por Regan (2000), esse mostrou um desempenho ligeiramente superior ao das normas, mas menos satisfatório em comparação com suas previsões de resistência à tração dos conectores sem a presença de armadura suplementar. Tal comportamento justifica-se pelo fato de que, para viabilizar a utilização do método de cálculo apresentado por Regan (2000), foram utilizados os fatores modificadores previstos na norma EN 1992-4 (2018) para a consideração do efeito de borda, de agrupamento e do efeito negativo da densidade de armadura. Isto foi necessário, uma vez que o referido método foi desenvolvido para o arrancamento de um único conector – portanto, sem efeito de agrupamento – posicionado de forma a não sofrer influência das bordas.

As estimativas determinadas com base nas provisões normativas, mesmo assumindo-se o concreto não fissurado, mostraram-se excessivamente conservadoras. Tomando como base a norma ACI 318 (2019), para os espécimes G3 da 2ª série de ensaios, as resistências experimentais mostraram-se maiores que as estimadas em até 113%, com um valor médio de  $N_u/N_{u,teo}$  igual a 1,67. Com a redução da resistência do concreto à compressão na 3ª série de ensaios, ainda para os espécimes G3, o valor médio de  $N_u/N_{u,teo}$  elevou-se para 1,92 e a resistência última real mostrou-se maior que a estimada em até 130%. A norma EN 1992-4 (2018) teve o seu desempenho menos afetado pela variação de  $f_{cm}$ , mas as médias de  $N_u/N_{u,teo}$  para os espécimes G3 foram iguais ou superiores a 1,79.

Analisando-se o desempenho das normas para os espécimes G4, na 2ª série de ensaios as resistências experimentais mostraram-se até 176% maiores que as estimadas com base nas provisões do ACI 318 (2019), com um valor médio de  $N_u/N_{u,teo}$  igual a 2,17. Novamente, observou-se que a redução no valor de  $f_{cm}$  na 3ª série tendeu a elevar o nível de

conservadorismo, com o valor médio de  $N_u/N_{u,teo}$  elevando-se para 2,66. Concernente às estimativas obtidas pela EN 1992-4 (2018), verificou-se que essas também se mostraram muito inferiores aos valores experimentais em todas as séries, com valor médio de  $N_u/N_{u,teo}$  para a 2ª e 3ª série de ensaios iguais a 2,34 e 2,35, respectivamente.

Comparando-se os valores médios de  $N_u/N_{u,teo}$  obtidos para os espécimes G3 e G4, é possível observar que a consideração do efeito de grupo tendeu a elevar o conservadorismo dos métodos de cálculo. Tomando a 2ª série de ensaios como referência, para o ACI 318 (2019), por exemplo, o valor médio de  $N_u/N_{u,teo}$  cresceu de 1,67 para 2,17 (um aumento de aproximadamente 30%), apesar de a dispersão dos resultados ter sofrido alterações negligenciáveis. Por sua vez, o método proposto por Sharma *et al.* (2017) foi o que teve seu desempenho menos afetado pelo efeito de grupo, mostrando um incremento em torno de 10% no valor médio de  $N_u/N_{u,teo}$  (variou de 1,39 para 1,53). A Figura 5.5 evidencia o aumento do conservadorismo dos métodos de cálculo devido ao efeito de grupo com base nos valores médios de  $N_u/N_{u,teo}$ .

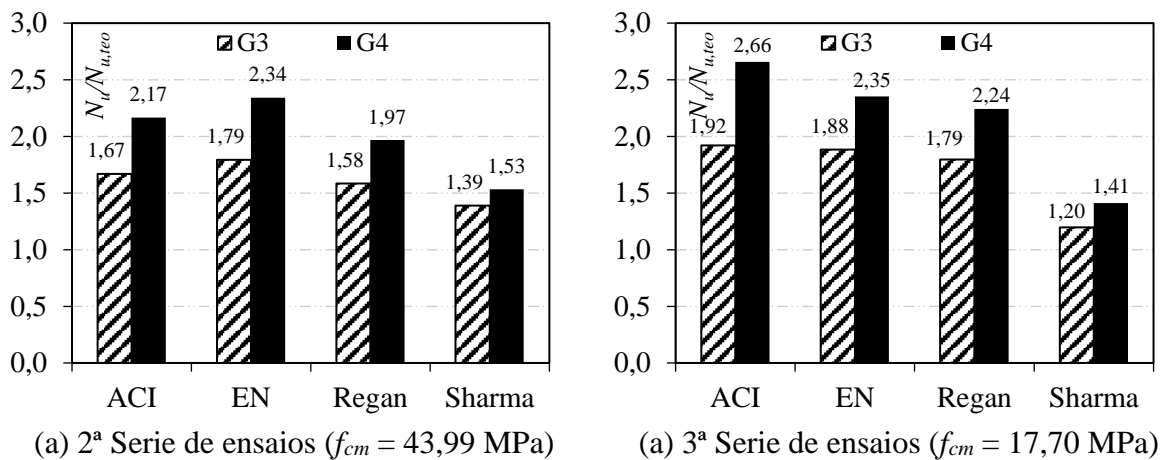


Figura 5.5 - Análise do efeito de grupo no conservadorismo dos métodos de cálculo

Os gráficos apresentados na Figura 5.6 ilustram, de maneira geral, o nível de conservadorismo associado às estimativas da resistência à tração das barras com cabeça nos espécimes G3 e G4. Os resultados menos conservadores situam-se próximos à reta diagonal. Essa representação facilita a visualização das discussões sobre o desempenho dos modelos teóricos supracitados. A Figura 5.7 apresenta um resumo dos valores das médias, desvios padrão e coeficientes de variação para os modelos analisados. Conforme observado, as duas figuras confirmam que os resultados mais precisos foram alcançados com o método de Sharma *et al.* (2017).

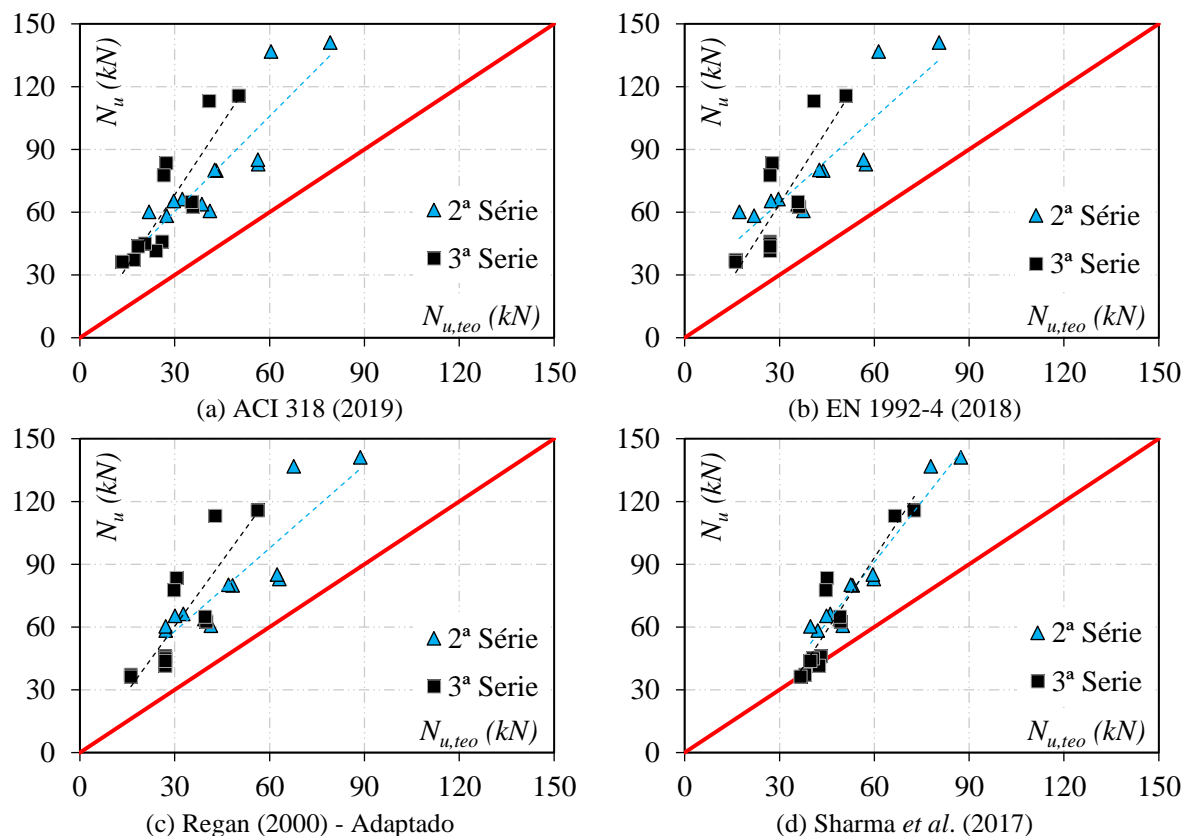


Figura 5.6 - Avaliação do conservadorismo dos métodos de cálculo – Grupos G3 e G3

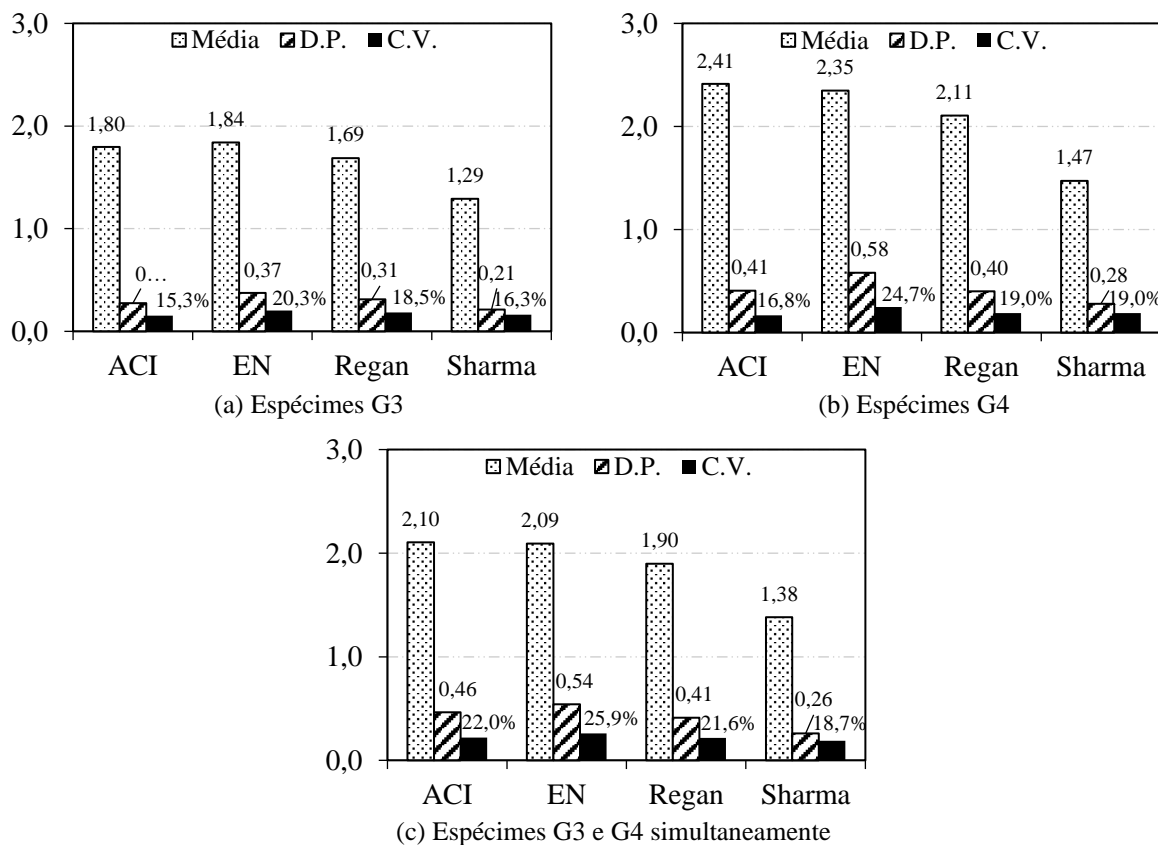
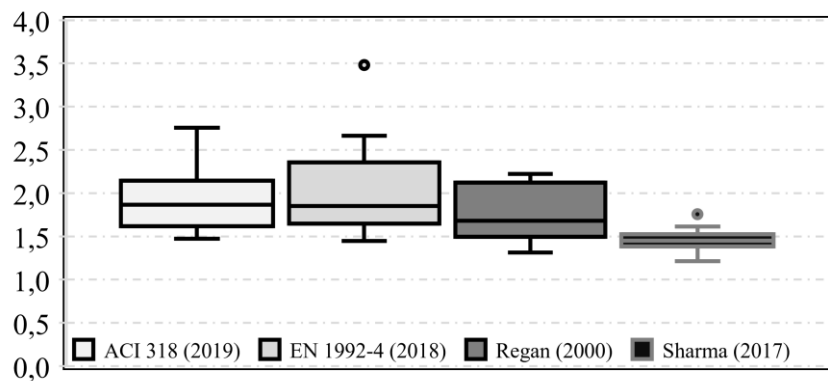
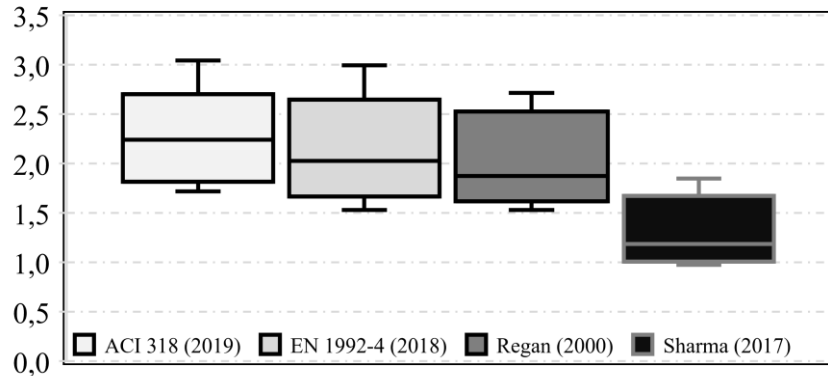


Figura 5.7 - Resumo estatístico dos métodos de cálculo – Grupos G3 e G4

Visando aprofundar a análise da distribuição das estimativas de resistência à tração das barras com cabeça dos espécimes G3 e G4, fez-se uso da curva “*box and whiskers*”, ilustrada na Figura 5.8. Esse gráfico apresenta os valores mínimos, máximos e valores discrepantes, além da mediana e do primeiro e terceiro quartil dos resultados referente à razão entre as cargas últimas experimentais e teóricas, denominada  $\lambda$ . Ressalta-se que os resultados da 2ª e 3ª série de ensaios foram analisados separadamente para que fosse averiguada a influência de  $f_{cm}$  no conservadorismo dos modelos de cálculo.



(a) 2ª Série de ensaios



(b) 3ª Série de ensaios

Figura 5.8 - Análise da dispersão dos resultados – Grupos G3 e G4

Os resultados mostram que os métodos de cálculo apresentados por Sharma *et al* (2017) e pelo ACI 318 (2019), considerando os espécimes G3 e G4 simultaneamente, apresentaram um desempenho mais satisfatório em termos de dispersão, visto que as amplitudes interquartis obtidas para esses foram as menores. Nota-se que o método proposto por Sharma *et al.* (2017) se destacou em relação aos demais, principalmente na 2ª série, com os valores do primeiro quartil, da mediana e do terceiro quartil relativamente próximos de 1,5 (iguais a 1,38, 1,45 e 1,52, respectivamente). O valor do terceiro quartil indica que pelo menos de 75% das resistências experimentais não foram superiores às estimadas em mais de 52% e, com exceção

de um valor discrepante (1,76), os valores de  $\lambda$  não ultrapassaram 1,61. Além disso, o limite inferior, igual a 1,21, ratifica que não houve estimativa contra a segurança na 2ª série.

Com a redução da resistência do concreto à compressão na 3ª série de ensaios, notou-se um aumento da amplitude interquartil, de 0,14 para 0,66, o que sugeriu a elevação da dispersão das estimativas obtidas com base no método de cálculo proposto por Sharma *et al.* (2017). Esse comportamento foi confirmado através do cálculo do coeficiente de variação (CV), com base nos valores de  $\lambda$ . Para os espécimes G3 e G4 da 2ª série de ensaios, obteve-se um CV igual a 9,69%, o qual aumentou para 25,07% na 3ª série. Vale destacar que, embora a dispersão das estimativas tenha aumentado nessa última série, o valor do terceiro quartil mostra que em pelo menos 75% dos casos o valor de  $\lambda$  não ultrapassou 1,67, ou seja, a redução de  $f_{cm}$  não elevou o conservadorismo do referido método. Entretanto, o limite inferior (0,97) mostra que o baixo valor de resistência à compressão do concreto gerou resultados contra a segurança.

Por fim, uma vez que o comprimento de embutimento constitui uma variável de grande influência na capacidade de ancoragem dos conectores com cabeça, buscou-se investigar a existência de uma correlação entre esta e a acurácia dos métodos. Para tal, foram construídos os gráficos apresentados na Figura 5.9 que apresentam o valor do parâmetro  $\lambda$  em função de  $h_{ef}$ . Através dos resultados, foi possível perceber uma tendência de elevação do conservadorismo dos métodos de cálculo para maiores valores de  $h_{ef}$  nos espécimes da 2ª série de ensaios. Entretanto, à exceção do método proposto por Sharma *et al.* (2017), um comportamento inverso ao descrito foi observado nos espécimes da 3ª série com um valor mais baixo de  $f_{cm}$ , igual 17,7 MPa.

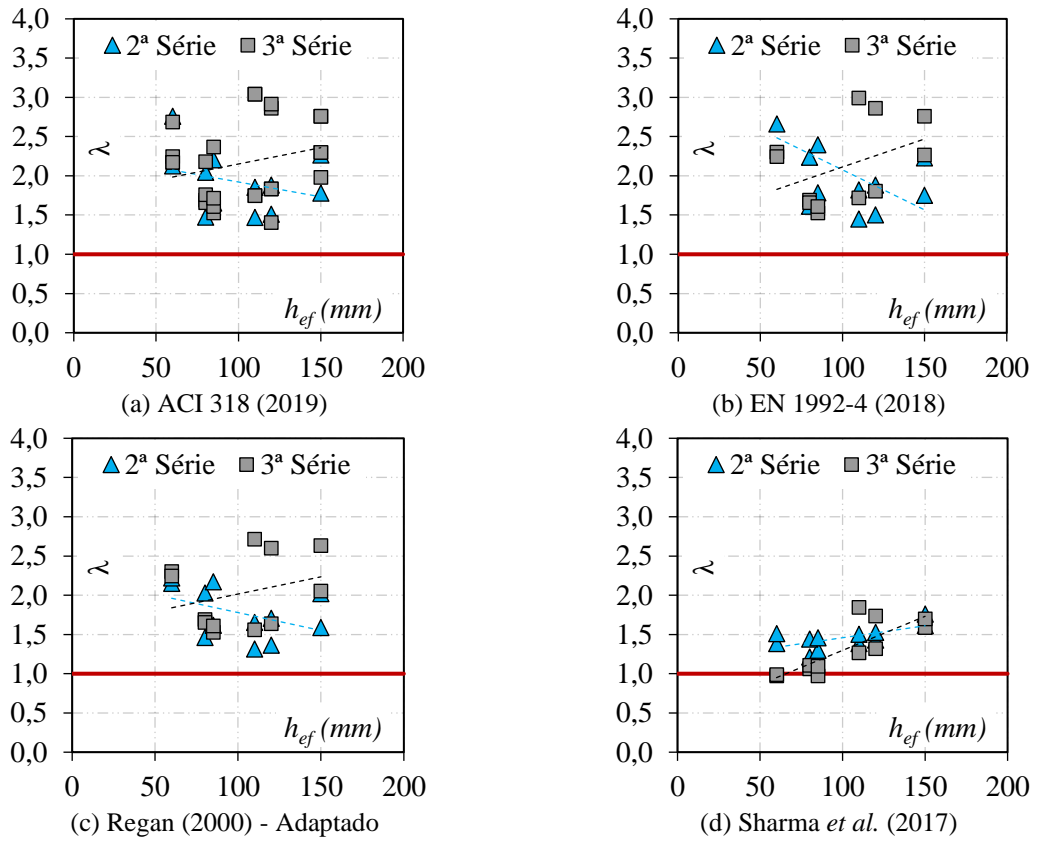


Figura 5.9 - Avaliação do conservadorismo dos métodos de cálculo em função de  $h_{ef}$ .

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesta pesquisa foram realizados 38 ensaios em barras com cabeça pré-instaladas na zona tracionada de elementos esbeltos de concreto armado. Esses foram divididos em quatro grupos, de acordo com suas características construtivas, com o objetivo de investigar e avaliar a influência de parâmetros como a taxa de armadura longitudinal dos espécimes, o comprimento de embutimento, o efeito de borda, o efeito de grupo, a armadura suplementar e a resistência do concreto à compressão na resistência do cone de concreto e no comportamento desses.

Para realização das análises foram coletados dados referentes à força de tração aplicada, às deformações e deslizamentos dos conectores e às deformações das armaduras de flexão e suplementares. As resistências últimas experimentais das barras com cabeça foram comparadas às teóricas, determinadas com base nos modelos de cálculo apresentados pelas normas EN 1992-4 (2018) e ACI 318 (2019) e propostos pelo EOTA/ATAG Anexo C, por Regan (2000) e por Sharma *et al.* (2017).

Vale ressaltar que esse trabalho é a continuação daquele desenvolvido por Costa (2016), assim os 16 espécimes ensaiados por ele foram adicionados ao programa experimental. Isso teve como objetivo principal aprofundar as análises sobre a influência dos efeitos de borda e de grupo no desempenho da armadura suplementar.

### 6.1 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

#### 6.1.1 Influência do comprimento de ancoragem na resposta experimental dos conectores

O comprimento de ancoragem foi o parâmetro que mais influenciou a resistência do cone de concreto das barras com cabeça. Em todos os casos avaliados, essa resistência tendeu a crescer de maneira proporcional a  $h_{ef}^{1,5}$ , indicando que as provisões normativas conseguem prever de maneira satisfatória a influência desse parâmetro no comportamento de  $N_u$ , mesmo sob a influência dos efeitos de borda e de grupo. Até nos espécimes G3 e G4, que apresentaram mudanças no modo de ruptura devido à presença de armadura suplementar, esse padrão de comportamento foi observado.

Ademais, a relação de dependência entre a resistência última à tração das barras com cabeça e o comprimento de ancoragem foi evidenciada através dos gráficos nos quais a carga última foi ilustrada em função dos valores de  $h_{ef}$ . Utilizando-se uma função exponencial, foi possível ajustar os valores teóricos de  $N_u$  aos experimentais de maneira satisfatória. Nos espécimes G1 e G2, considerando a variabilidade dos resultados inerentes ao material concreto e a não linearidade do problema decorrente da consideração dos efeitos de borda e de grupo, o menor valor para o coeficiente de determinação ( $R^2$ ) encontrado foi igual a 0,96. Nos espécimes com armadura suplementar, considerando apenas o efeito de borda (espécimes G3), o menor valor de  $R^2$  foi igual a 0,94. Ao considerar a atuação simultânea dos efeitos de borda e de grupo, esse valor de  $R^2$  reduziu para 0,89.

Para os espécimes G1 e G2, os experimentos também mostraram que a resistência do cone de concreto resultou da combinação de resistências proporcionadas pela aderência desenvolvida ao longo da haste das barras com cabeça e, principalmente, pelo mecanismo de engrenamento da cabeça com o concreto. À medida que o valor de  $h_{ef}$  aumentou, a resistência originada pelas forças de aderência ao longo da haste dos conectores se elevou. Por outro lado, naqueles com o menor valor efetivo de comprimento de ancoragem ( $h_{ef} = 60$  mm), a contribuição da aderência ao longo da barra no valor de  $N_u$  mostrou-se desprezível.

Vale destacar que as abordagens teóricas apresentadas pelas normas ACI 318 (2019) e EN 1992-4 (2018) ignoram a contribuição dada pelas tensões de aderência desenvolvidas ao longo da haste das barras com cabeça para a resistência do cone do concreto, o que pode levar a estimativas de resistência excessivamente conservadoras. Ao analisar os ensaios realizados por Costa (2016) em barras com cabeça sem efeito de borda e efeito de grupo, verificou-se também que o referido mecanismo de aderência pode afetar a resistência do cone de concreto nos casos em que a armadura de flexão controla as aberturas de fissura do concreto, mantendo-as em níveis próximos ao estado não fissurado.

Com relação aos espécimes G3 e G4, os resultados mostraram que a armadura suplementar tornou menos relevante a parcela de contribuição da aderência desenvolvida ao longo da haste das barras com cabeça no valor de  $N_u$ . Independentemente do valor de  $h_{ef}$  e da resistência do concreto à compressão, não foram observadas divergências significativas entre as deformações medidas dentro e fora do concreto nesses conectores, ou seja, na região próxima da cabeça e imediatamente acima da superfície superior do elemento de concreto armado, respectivamente.



Por fim, verificou-se que a variação do valor de  $h_{ef}$  apresentou pouca ou nenhuma influência na curva carga-deslizamento dos conectores.

### 6.1.2 Influência dos efeitos de borda e de grupo na resposta experimental dos conectores

Com base nos resultados experimentais, verificou-se que as provisões normativas avaliadas traduzem satisfatoriamente as alterações no valor de  $N_u$  com a variação do efeito de borda, associada à razão  $c_{a1}/h_{ef}$ . Entretanto, os modelos de cálculo mostraram-se muito conservadores, visto que as normas recomendam assumir concreto fissurado em situações nas quais os conectores são instalados em zonas não comprimidas. Esse grau de conservadorismo tendeu a aumentar nos espécimes com armadura suplementar, principalmente naqueles com baixo valor de resistência à compressão do concreto ( $f_{cm} = 17,7$  MPa). Além disso, para os diferentes valores de  $h_{ef}$  (variando de 60 mm a 150 mm), o efeito de borda das barras isoladas ou sujeitas ao efeito de grupo não afetou a correlação entre o comprimento de ancoragem e a resistência do cone de concreto que cresceu proporcionalmente a  $h_{ef}^{1,5}$ .

Ao comparar dois a dois os espécimes G1 e G2 com as mesmas características construtivas, exceto pela razão  $s/h_{ef}$ , observou-se que o efeito de grupo tendeu a reduzir tanto a resistência última à tração das barras com cabeça quanto a resistência residual pós-pico. Uma vez que a distância entre os conectores foi reduzida para os espécimes deste último grupo ( $s/h_{ef} = 2$ ), a área total associada à superfície de ruptura diminuiu devido à superposição dos cones de concreto e, conseqüentemente, houve uma redução no desempenho das ancoragens. Essa sobreposição dos cones pôde ser visualizada através da superfície superior dos elementos de concreto pertencentes ao segundo grupo.

Por outro lado, analisando-se os espécimes G3 e G4, o efeito de grupo mostrou pouca ou nenhuma influência na resistência última à tração das barras com cabeça, dado que não foi possível estabelecer uma relação de crescimento ou decréscimo de  $N_u$  com a variação do espaçamento entre as barras com cabeça. Além disso, verificou-se que nos espécimes com armadura suplementar o conservadorismo dos modelos de cálculo presentes nas normas ACI 318 (2019) e EN 1992-4 (2018) aumentou e as curvas associadas ao efeito de grupo teórico não se ajustaram de maneira satisfatória aos resultados experimentais. Por fim, variações nas razões  $c_{a1}/h_{ef}$  e  $s/h_{ef}$  mostraram pouca ou nenhuma influência na curva carga-deslizamento das barras com cabeça.

### 6.1.3 Influência da armadura suplementar na resposta experimental dos conectores

Os resultados mostraram que, em todos os casos, a armadura suplementar tendeu a elevar o valor da resistência do cone de concreto à tração das barras com cabeça. Ao comparar dois a dois os espécimes G1 e G3, sujeitos ao efeito de borda, verificou-se que a armadura suplementar proporcionou um incremento médio aproximado de 32% no valor de  $N_u$  e em até 39% para o espécime H-80-0,85-3-S. Ao contrastar os resultados dos espécimes G2 e G4, com a influência simultânea dos efeitos de borda e de grupo, observou-se que a contribuição da armadura suplementar no valor de  $N_u$  tornou-se um pouco mais relevante, elevando em média 42% o valor de  $N_u$  e em até 56% para o espécime H-80-0,85-2-S.

Vale ressaltar que as análises supracitadas foram feitas com base nos valores de  $N_u$  normalizados por  $f_{cm}$  para atenuar a influência da resistência do concreto à compressão na análise. Para os espécimes H-150-0,45-3-S\* e H-120-0,45-3-S\*, nos quais não houve variação desse parâmetro em relação aos de referência, observaram-se aumentos de 43% e 21% na resistência última das barras com cabeça, respectivamente. Entretanto, é importante lembrar que nesses espécimes a falha ocorreu pelo escoamento da barra de aço, razão pela qual os diâmetros das barras foram aumentados nas séries subsequentes.

Uma vez que essa pesquisa deu continuidade à pesquisa desenvolvida por Costa (2016), seus ensaios foram utilizados como base para investigar se o efeito de borda afetou a contribuição da armadura suplementar na resistência última das barras com cabeça. Os resultados indicaram que o efeito de borda pode ter ocasionado uma redução significativa da contribuição da armadura suplementar no valor de  $N_u$ . Por exemplo, ao comparar os espécimes A4-6-50-0 e H-150-0,45-3-S, com mesmos valores de  $A_{sr}$  e  $\theta_{sr}$  e valores próximos de  $s_r/h_{ef}$  (0,55 e 0,50, nessa ordem), observou-se que os ganhos de resistência nesses foram em torno de 119% e 28%, respectivamente. É importante frisar que, apesar da diferença no valor de  $h_{ef}$  dos conectores analisados, esse parâmetro mostrou uma fraca correlação com o ganho de resistência proporcionado pela armadura suplementar.

Por fim, verificou-se que a armadura suplementar, além de elevar o valor de  $N_u$ , aumentou a ductilidade da falha das barras com cabeça. Isso ocorreu pelo fato dessa armadura possibilitar a transferência de esforços entre aço e concreto após a formação do cone e essa mudança no

modo de ruptura foi observada principalmente pelos maiores deslizamentos associados à carga última e pelo estado mais elevado de fissuração do cone de concreto.

#### **6.1.4 Influência da resistência do concreto à compressão na resposta experimental do conector**

Com base nas respostas experimentais dos espécimes da 3ª série de ensaios, verificou-se que, apesar da baixa resistência à compressão do concreto ( $f_{cm} = 17,7$  MPa), a resistência última à tração das barras com cabeça tendeu a aumentar proporcionalmente a  $h_{ef}^{1.5}$ . Além disso, comparando-se as resistências medidas nos ensaios às obtidas por meio dos métodos de cálculo normativos, verificou-se que as estimativas foram excessivamente conservadoras. Esse resultado sugere que, mesmo com um valor baixo de  $f_{cm}$ , a armadura suplementar foi capaz de elevar resistência do cone de concreto dos conectores, uma vez que esse excesso de conservadorismo só foi observado nos espécimes G3 e G4.

Concernente ao efeito de borda, apesar de o baixo valor de  $f_{cm}$  ter elevado o conservadorismo das estimativas obtidas pelos modelos de cálculo normativos, verificou-se uma boa correlação entre as tendências dos valores teóricos e experimentais. Isso indica que, mesmo nos espécimes da 3ª série de ensaios, as provisões normativas avaliadas traduziram satisfatoriamente as alterações no valor de  $N_u$  com a variação da razão  $c_{d1}/h_{ef}$ , associada ao referido efeito de borda. No que diz respeito ao efeito de grupo, as curvas teóricas não se ajustaram aos valores experimentais. Entretanto, esse mesmo padrão de comportamento foi observado nos espécimes da 2ª série de ensaios com  $f_{cm}$  igual a 43,99 MPa, o que sugere pouca ou nenhuma alteração do desempenho das normas para prever o efeito de grupo em espécimes com baixa resistência do concreto à compressão.

Por fim, tomando como referência os espécimes da 3ª série de ensaio e comparando-os aos da 2ª série, foi possível observar que a alteração no valor de  $f_{cm}$  (de 17,7 MPa para 43,99 MPa) afetou significativamente a resistência última das barras com cabeça à tração. Porém, o relativo aumento do valor de  $f_{cm}$  não elevou na mesma proporção o valor de  $N_u$ . Mais precisamente, ao aumentar o valor  $f_{cm}$  em aproximadamente 149%, verificou-se um incremento médio de apenas 34% no valor de  $N_u$ . Ressalta-se que tal comportamento era esperado pelo fato de os modelos de cálculos dos códigos normativos vigentes considerarem o crescimento de  $N_u$  proporcional a  $f_c^{0.5}$ .

### 6.1.5 Modos de ruptura

Todos os espécimes G1 e G2 da primeira série de ensaios falharam pela ruptura do cone de concreto, objeto de estudo nesta pesquisa. A armadura longitudinal dos elementos de concreto armado não escoou e não foram visualmente observadas fissuras até a ruptura, a qual ocorreu de maneira frágil e para pequenos valores de deslizamento do conector. Embora algumas barras com cabeça tenham atingido a tensão de início de escoamento, nenhum modo de ruptura indesejado ocorreu, pois, mesmo nestes casos, a falha de ancoragem foi governada pela ruptura do cone de concreto.

Em todos os espécimes G3 e G4 da segunda e terceira série de ensaios a falha de ancoragem das barras com cabeça ocorreu pela ruptura do cone de concreto seguida pelo escoamento da armadura suplementar. Após a formação do cone – que geralmente ocorria para valores de deslizamento inferiores a 0,5 mm –, até o seu escoamento, essa armadura deu continuidade à transferência de esforços entre o conector e o elemento de concreto. Assim, além de elevar o valor de  $N_u$ , isso resultou em um aumento significativo da ductilidade da falha, possibilitando que as barras com cabeça atingissem deslizamentos superiores a 4 mm na carga última.

Por fim, através da vista lateral dos elementos de concreto, em todos os espécimes observaram-se variações na inclinação das fissuras que demarcavam o cone em função do comprimento de ancoragem. O ângulo entre essas e o plano horizontal tendeu a reduzir à medida que o comprimento de ancoragem foi reduzido, com registros de valores inferiores a 35°. Tal comportamento pode estar relacionado com o fato de que a cabeça do conector estava disposta mais próxima da armadura de flexão para os valores mais baixos de  $h_{ef}$  e essa, por sua vez, modificou o trajeto das fissuras ao confinar o concreto.

## 6.2 AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO

De modo geral, as estimativas de resistência obtidas com base nas provisões normativas foram excessivamente conservadoras, visto que essas recomendavam assumir que o concreto estava fissurado em todos os espécimes, uma vez que as barras com cabeça foram instaladas em zonas não comprimidas dos elementos de concreto armado. Embora essa seja uma hipótese de projeto a favor da segurança e que também simplifica o processo de cálculo, esta pesquisa aponta que

é relevante considerar a resposta à flexão do elemento estrutural no qual o conector está embutido se forem desejadas estimativas mais ajustadas aos valores experimentais.

Os resultados mostraram que a consideração do valor de  $k$  para o concreto não fissurado melhorou o ajuste das resistências teóricas às experimentais. Isso indica que as armaduras longitudinais podem controlar de maneira efetiva o nível de fissuração do concreto, mantendo as aberturas de fissura próximas de zero, e fazer com que a resistência do cone de concreto das barras com cabeça instaladas em zonas tracionadas esteja na mesma faixa de resistência daquelas instaladas em concreto não fissurado. Tal conclusão é relevante, uma vez que o consenso científico, baseado principalmente em testes em elementos de concreto espessos, é que a armadura de flexão (surface reinforcement) não afeta a resistência do cone concreto das barras com cabeça.

Considerando todos os espécimes G1 e G2 da primeira série de ensaios, dentre os métodos de cálculo avaliados para estimar a resistência do cone de concreto das barras com cabeça submetidas a esforços de tração, o que foi proposto por Regan (2000) forneceu os resultados mais ajustados aos experimentais. A média, desvio padrão e coeficiente de variação obtidos para a razão entre as resistências experimentais e as estimadas foram iguais a 1,29, 0,20 e 17,05%. Entretanto, este método de cálculo apresentou um valor menor que um, adentrando a zona contra a segurança. O menor desempenho foi apresentado pelo método de cálculo previsto pelo EOTA/ETAG Anexo C (2010), que se mostrou mais conservador.

Para a segunda e terceira série de ensaios, considerando todos os espécimes G2 e G3 simultaneamente, o método de cálculo proposto por Sharma *et al.* (2017) mostrou o melhor desempenho. As estimativas da resistência última das barras com cabeça à tração mostraram-se mais ajustadas aos resultados experimentais, com média, desvio padrão e coeficiente de variação obtidos para a razão  $N_u/N_{u,teo}$  iguais a 1,38, 0,26 e 18,7%. Entretanto, esse modelo apresentou resultados contra a segurança em espécimes da 3ª série de ensaios, com baixo valor de  $f_{cm}$  (17,7 MPa), não recomendando-se, portanto, a sua utilização nessas circunstâncias. As estimativas mais conservadoras foram aquelas obtidas pelas recomendações das normas EN 1992-4 (2018) e ACI 318 (2019).

### 6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Posto que a maioria dos ensaios para investigar a resistência do cone de concreto de barras com cabeça foi realizada em blocos espessos de concreto não fissurado ou com fissuras induzidas e sem a presença de armaduras, pode-se afirmar que o comportamento desses conectores em elementos esbeltos de concreto armado, sob a influência dos efeitos de grupo e de borda, foi praticamente inexplorado até agora. Isso também justifica o fato de códigos normativos correntes desprezarem a influência da armadura de flexão na resistência do cone de concreto de barras com cabeça. Assim, visando contribuir para o aprimoramento dos métodos de cálculo, o autor recomenda para trabalhos futuros:

- I. Realizar simulações numéricas visando aumentar o banco de dados relacionado ao arrancamento de barras com cabeça em elementos esbeltos de concreto armado, sujeitas ao efeito de borda e de grupo, para cobrir mais situações práticas de projeto e aprofundar o conhecimento sobre a influência da armadura longitudinal de flexão na resistência do cone de concreto.
- II. Desenvolver análises estatísticas para aprofundar o conhecimento sobre as relações de dependência e correlação entre os parâmetros investigados nessa pesquisa.
- III. Investigar a resposta experimental ao cisalhamento de barras com cabeça com pequenos comprimentos de ancoragem, sujeitas à influência dos efeitos de borda e de grupo e de armadura suplementar.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALRASYID, H.; YOGANATA, Y.; SULUCH, M.; IRANATA, D. Headed Reinforcement in Concrete Structure: State of The Art. **In 3rd International Conference on Construction and Building Engineering (ICONBUILD)**, Palembang, Indonesia, 2017.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318 – Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-19) and Commentary**. Farmington Hills, EUA, 2019.

ANDRÄ, H. P. Dübelleisten zur Verhinderung des Durchstanzens bei hochbelasteten Flachdecken. **Die Bautechnik**, v. 56, n.7, p. 244-247, jul. 1979.

ARSLAN, M. H.; KORKMAZ, H.H. What is to be learned from damage and failure of reinforced concrete structures during recent earthquakes in Turkey?. **Engineering Failure Analysis**. v. 14, n. 2007, p.1-22, mar. 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5739 - Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado e protendido – procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6892 Materiais metálicos — Ensaio de Tração Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente**. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7222 - Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8522 – Concreto - Determinação do módulo de elasticidade à compressão**. Rio de Janeiro, 2008.

BASHANDY, T. **Application of headed bars in concrete members.** Ph.D. Dissertation, University of Texas at Austin, Austin, Texas, 1996.

BRANTSCHEN, F. **Influence of bond and anchorage conditions of the shear reinforcement on the punching strength of RC slabs.** 2016. 227 f. PhD Thesis, Doctoral Program in Civil and Environmental Engineering, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Switzerland, 2016.

CHINN, J. **The use of nelson studs with idealite light-wight aggregate concrete in composite construction.** Part I. Report, University of Colorado, Engineering Experiment Station, Abril 1961.

CHUN, S. C.; OH B.; LEE, S.-H.; NAITO, C. J. Anchorage Strength and Behavior of Headed Bars in Exterior Beam-Column Joints. **Aci Structural Journal**, v. 106, n. 5, p.579-590, set.-out. 2009.

CHUN, S. C.; CHOI, S.-H.; JUNG, H. Side-Face Blowout Failure of Large-Diameter High-Strength Headed Bars in Beam-Column Joints. **Aci Structural Journal**, v. 114, n. 1, p.161-172, jan.-fev. 2017.

COSTA, H. D. **Resistência à tração de conectores de aço embutidos em elementos de concreto armado.** 2016. 105p. Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil, 2016.

DELHOMME, F.; ROURE, T.; ARRIETA, B.; LIMAM, A. Pullout behavior of cast-in-place headed and bonded anchors with different embedment depths. **Materials and Structures.** v. 49, p. 1843-1859, mai. 2015.

DeVRIES, R. A.; JIRSA, J. O.; BASHANDY, T. Anchorage Capacity in Concrete of Headed Reinforcement with Shallow Embedments. **Aci Structural Journal**, v. 96, n. 5, p.728-736, set.-out. 1999.

DILGER, W. H.; GHALI, A. Shear Reinforcement for Concrete Slabs. **ASCE Journal of Structural Engineering**, v. 107, n. 12, p.2403-2420, New York, dez. 1981.



DRISCOLL, G. C. Jr., SLUTTER R. G. **Research on Composite Design at Lehigh University**. Fritz Laboratory reprint 180, Leigh University, Fritz Engineering Laboratory, 1961

ELIGEHAUSEN, R. Wechselbeziehungen zwischen Befestigungstechnik und Stahlbetonbauweise (Interactions of Fastenings and Reinforced Concrete Constructions), in **Fortschritte im Konstruktiven Ingenieurbau**, Verlag Wilhelm Ernst and Sohn. Berlin, 1984.

ELIGEHAUSEN, R.; BALOGH, T. Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete. **ACI Structural Journal**, v. 92, n.3, p.365-379, mai.-jun. 1995.

ELIGEHAUSEN, R.; FUCHS, W. Load Bearing Behavior of Anchor Fastenings under Shear, Combined Tension and Shear or Flexural Loadings. **Betonwerk + Fertigteiltechnik - Technik**, p. 48-56, 1988.

ELIGEHAUSEN, R; MALLÉE, R; SILVA, J. F. **Anchorage in Concrete Construction**. 1<sup>o</sup> edition, Ernst and Sohn GmbH and Co. KG. 2006.

ELIGEHAUSEN, R., POPOV, E. P., and BERTERO, V. V. **Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations**. Rep. No. 83/23, Environmental Engineering Research Council, University of California, Berkeley, Calif, 1983.

EN 1992-4. **Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 4: Design of fastenings for use in concrete**, Brussels: European Committee for Standardization, 2018.

FIB MODEL CODE 2010. **fib Model Code for Concrete Structures 2010**. Lausanne, Switzerland: Ernst & Sohn, 2010.

FUCHS, W.; ELIGEHAUSEN, R.; BREEN, J.E. Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete, Authors' Closure to Discussion. **ACI Structural Journal**, v. 92, n. 6, p.794-802, 1995.

FURCHE, J.; ELIGEHAUSEN, R. Lateral Blow out Failure of Headed Studs Near a Free Edge. **ACI Structural Journal**, v.130, p.235-252, jan. 1991.

GIL-MÁRTIN L.M; HERNÁNDEZ-MONTES E. Reinforcement Anchored in Tension by Heads. Review of Capacity Formulation and Applicability Limits. **Engineering Structures**, Vol. 184, p.186-193, 2019.

GHIMIRE, K. P.; SHAO, Y.; DARWIN, D.; O'REILLY, M. Conventional and high-strength headed bars-Part 1: Anchorage tests. **ACI Structural Journal**, v. 116, n. 3, p. 255–264, 2019.

HADI, M. N. Bond Of High Strength Concrete With High Strength Reinforcing Steel. **The Open Civil Engineering Journal**, 2 143-147. 2008.

HEADED REINFORCEMENT CORPORATION – EUROPE, disponível em <  
<https://www.hrc-europe.com/>>. Acesso em 10 de outubro de 2018.

HEILMANN, H. G. Beziehungen zwischen Zug - und Druckfestigkeit des Betons. **Beton**, Berlin, Alemanha, 2, 68-72. 1969.

INFASO. **New Market Chances For Steel Structures By Innovative Fastening Solutions**. Stuttgart University, Final Report of the RFCS project No RFS-PR-05062, 2012.

INGHAM, J.; GRIFFITH, M. Performance of Unreinforced Masonry Buildings During the 2010 Darfield (Christchurch, Nz) Earthquake. **Australian Journal of Structural Engineering**, v. 11, n. 3, p.207-224, mar. 2010.

KANG, T. H.-K.; MITRA, N. Prediction of performance of exterior beam-column connections with headed bars subject to load reversal. **Engineering Structures**. v. 41, p.209-217, abr. 2012.

LÓPEZ, A. A.; GARCIA, J. I. H.; HERRERA, J. O.; BRAVO, J. C. A proposal of a beam-to-column joint using shear studs: FEM and experiments. **Hormigón y Acero**. v. 68, n. 282, p. 163-169, mai. 2017.

MACGREGOR, J.G., WIGHT, J.K. **Reinforced concrete – Mechanics and design**. 6a ed., Upper Saddle River, Ed. Prentice Hall, 2012.

MARQUES, J. L.G.; JIRSA, J. O. A Study of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints. **ACI Structural Journal**, Vol. 72, No. 5, p. 198-209, Maio - Junho, 1975.

MARCHETTO, F. **USE OF HEADED REINFORCEMENT BARS IN CONSTRUCTION: a theoretical approach to determine the dimensions of anchorage plates and experimental tests on knee joints subjected to a closing moment.** Ph.D. Dissertation, Technical University of Madrid, Madrid, Spain, 2015.

MARTINS, J. D. **Resistência À Tração De Chumbadores Com Placa De Ancoragem Instalados Em Concreto.** Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação: E.DM-001A/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 148p, 2006.

OZBOLT, J.; ELIGEHAUSEN, R.; REINHARDT, H. W. Size effect on the concrete cone pull-out load. **International Journal of Fracture** 95, p. 391-404. 1999.

MEIRA, M. T. da R. **Resistência à tração de pinos de ancoragem – influência de borda, comprimento de aderência, posição e orientação do pino.** 2005. 168 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2005.

McMACKIN, P.J.; SLUTTER, R.G.; FISHER, J.W. Headed Steel Anchor Under Combined Loading. **AISC Engineering Journal**, v. 10, n. 2, p.43-52, 1973.

MEDEIROS, A.P.B.B. **Análise experimental de ancoragem em conexões viga-pilar de concreto armado com conectores tipo pino com cabeça.** Monografia de Projeto Final em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, p. 110, 2019

MOKHTAR, A.S.; GHALI, A.; DILGER, W.H. Stud Shear Reinforcement for Flat Concrete Plates. **Journal of the American Concrete Institute**, v. 82, n. 5, p.676-683, set.-out. 1985.

NATIONAL TRANSPORTATION SAFETY BOARD. **Ceiling Collapse in the Interstate 90 Connector Tunnel, Boston, Massachusetts, July 10, 2006**. 2007. 132 f. Highway Accident Report NTSB/HAR-07/02. Washington, D.C., 2007. Disponível em: <<https://www.nts.gov/investigations/AccidentReports/Reports/HAR0702.pdf>>.

NILFOROUSH, R.; NILSSON, M.; ELFGREN, J. O.; HOFMANN, J; ELIGEHAUSEN, R. Tensile Capacity of Anchor Bolts in Uncracked Concrete: Influence of Member Thickness and Anchor's Head Size. **Aci Structural Journal**, v. 114, n. 6, p.1519-1530, nov.-dez. 2017.

NILSSON, M.; OHLSSON, U.; ELFGREN, L. Effects of Surface Reinforcement on Bearing Capacity of Concrete with Anchor Bolts. **Nordic Concrete Research**, v. 2011, n. 44, p. 161–174, 2011.

PETERSEN, D.; LIN, Z.; ZHAO, J. Design of anchor reinforcement for seismic tension loads. **Engineering Structures**. v. 164, p. 109-118, 2018.

REGAN, P. E. Shear reinforcement of flat slabs, international workshop on punching shear capacity of rc slabs - proceedings, **TRITA-BKN, Bulletin 57**, pp. 99- 107, 2000.

RILEM-FIP-CEB. Bond test for reinforcing steel. 1. Beam test (7-II-28 D). 2. Pull-Out Test (7-II-128). Tentative Recommendations. **RILEM Journal Materials and Structures**, v.6, n.32, p.96-105. mar/apr, 1983.

SCHMID, K. **Behavior and design of fastenings at the edge with anchor reinforcement under shear loads towards the edge**. PhD Thesis, Institute of Construction Materials, University of Stuttgart, Stuttgart, Germany, 2010.

SHAO, Y. **Anchorage of headed reinforcing bars in exterior beam-column joints**. PhD Thesis, University of Kansas, Lawrence, Kansas, 2016.

SHARMA, A.; ELIGEHAUSEN, R.; ASMUS, J. Comprehensive analytical model for anchorages with supplementary reinforcement. In **3<sup>rd</sup> International Symposium on Connections between Steel and Concrete**. Stuttgart, Germany, 2017.

SILVA, P. C. **Resistência à tração de diferentes tipos de ancoragens embutidas em elementos de concreto armado**. 2018. 128 f. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, 2018.

SLUTTER R. G. **Pushout tests of welded stud shear connectors in lightweight concrete**. Report 200.63.409.1, Leigh University, Fritz Engineering Laboratory, Junho 1963.

SOARES, M. M. de. **Influência da proximidade de borda, da altura efetiva, do comprimento aderente e do diâmetro da haste na resistência de pinos de ancoragem**. 173 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2007.

SPERRY, J. *et al.*. Conventional and High-Strength Hooked Bars - Part 1: Anchorage Tests. **ACI Structural Journal**, Vol. 114, No. 1, p.267-276, Janeiro, 2017.

SPERRY, J. *et al.* Conventional and High-Strength Hooked Bars - Part 2: Data Analysis. **ACI Structural Journal**, Vol. 114, No. 1, p.267-276, Janeiro, 2017.

THOMPSON, M. K. *et al.* **Anchorage Behavior of Headed Reinforcement: Literature Review**. 2002. 112 f. Research Report 1855-1, Texas Department of Transportation, Austin, Texas, 2002.

WANG, J.; XU, Q.; YAO, Y.; QI, J.; XIU, H. Static Behavior of Grouped Large Headed Stud-UHPC Shear Connectors in Composite Structures. **Composite Structures**, v. 206, p.202-214, dez. 2018.

## ANEXO A

<i>ID</i>	<i>Espécime</i>	<i>N<sub>u1</sub></i> (kN)	<i>N<sub>u2</sub></i> (kN)	<i>h<sub>ef</sub></i> (mm)	<i>d<sub>h</sub></i> / <i>h<sub>ef</sub></i>	<i>c<sub>a1</sub></i> / <i>h<sub>ef</sub></i>	<i>s</i> / <i>h<sub>ef</sub></i>
1	H-80-0,85-3	45,24	45,21	80	0,6	0,9	3,0
2	H-110-0,65-3	62,46	62,28	110	0,4	0,6	3,0
3	H-150-0,45-3	114,24	96,66	150	0,3	0,5	3,0
4	H-60-0,85-3	36,33	36,21	60	0,6	0,9	3,0
5	H-85-0,65-3	58,05	54,39	85	0,4	0,6	3,0
6	H-120-0,45-3	66,66	69,18	120	0,3	0,4	3,0
7	H-80-0,85-2	44,07	43,77	80	0,6	0,9	2,0
8	H-110-0,65-2	59,13	58,77	110	0,4	0,6	2,0
9	H-150-0,45-2	92,97	94,26	150	0,3	0,5	2,1
10	H-60-0,85-2	30,78	30,9	60	0,6	0,9	2,0
11	H-85-0,65-2	47,28	47,52	85	0,4	0,6	2,0
12	H-120-0,45-2	71,34	72	120	0,3	0,4	2,1
13	H-150-0,45-3-S*	154,86	162,93	150	0,6	0,9	3,0
14	H-120-0,45-3-S*	80,7	78,18	120	0,4	0,6	3,0
15	H-80-0,85-2	60,63	60,6	80	0,8	0,9	3,0
16	H-110-0,65-2	81,93	82,14	110	0,5	0,6	3,0
17	H-150-0,45-2	140,94	137,79	150	0,4	0,5	3,0
18	H-60-0,85-2	58,26	56,58	60	0,8	0,9	2,9
19	H-85-0,65-2	55,47	63,78	85	0,6	0,6	2,9
20	H-120-0,45-2	85,05	82,2	120	0,4	0,5	3,0
21	H-80-0,85-2	66,24	64,8	80	0,8	0,9	2,0
22	H-110-0,65-2	79,92	78,54	110	0,5	0,6	2,0
23	H-150-0,45-2	104,88	136,8	150	0,4	0,5	2,1
24	H-60-0,85-2	58,86	60,24	60	0,8	0,9	1,9
25	H-85-0,65-2	61,92	54,99	85	0,6	0,6	1,9
26	H-120-0,45-2	79,41	80,22	120	0,4	0,5	2,0
27	H-80-0,85-3-S(1)	45,81	46,29	80	0,8	0,9	3,0
28	H-110-0,65-3-S(1)	62,46	63,72	110	0,5	0,6	3,0
29	H-150-0,45-3-S(1)	115,53	110,46	150	0,4	0,5	3,0
30	H-60-0,85-3-S(1)	37,14	48,9	60	0,8	0,9	2,9
31	H-85-0,65-3-S(1)	41,4	40,68	85	0,6	0,6	2,9
32	H-120-0,45-3-S(1)	64,77	64,77	120	0,4	0,5	3,0
33	H-80-0,85-2-S(1)	44,19	44,88	80	0,8	0,9	2,0
34	H-110-0,65-2-S(1)	74,58	83,25	110	0,5	0,6	2,0
35	H-150-0,45-2-S(1)	108,24	113,01	150	0,4	0,5	2,1
36	H-60-0,85-2-S(1)	36,06	36,21	60	0,8	0,9	1,9
37	H-85-0,65-2-S(1)	42,24	43,62	85	0,6	0,6	1,9
38	H-120-0,45-2-S(1)	65,25	77,52	120	0,4	0,5	2,0